



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme de Master en génie civil
Option : Structures

Thème

*Etude d'un bâtiment ($\mathbb{R}+7$) à usage
d'habitations contreventé par un système mixte
(voiles-portiques)*

Réalisé par :

RAHEM Amal
SADELI Lamia

Encadré par :

Mr Djafri Ghani

Membres de jury:

.

.

Septembre 2021

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous
avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus
durant toutes nos études.*

*A M. DJAFRI : notre encadreur, pour avoir accepté de nous
guider sur le bon chemin du travail.*

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation
de ce mémoire.*

Amal & Lamia

Dédicaces

Je dédie ce travail

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus

Pénible de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma

Soutenu durant toute ma vie, et mon père qui sacrifiait toute sa vie

Afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

À mon mari qui a été à mes côtés.

À mon encadreur : Mr « DJEFRI », Qui a fait tout son possible pour

nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

À mes chères sœurs.

À mes chers frères.

À toute ma famille sans exception.

À tous qui sont dans mes pensées et que je n'ai pas cité.

À tous ceux que j'aime et m'aime.

*Enfin, je remercie ma binôme Lamia, et toute la promotion génie civil
2020 /2021.*

RAHEM AMAL

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour

A mes chers sœurs et frères.

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère

SADDELI Lamia

Table des matières

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I	
I. Introduction.....	2
I.1. Présentation du projet.....	2
I.1.1. Implantation de l’ouvrage	2
I.1.2. Caractéristiques géométriques :	2
I.1.3. Caractéristique géométriques de site :.....	2
I.1.4. Caractéristiques structurales :	3
I.2. Règlements et normes utilisés :	3
I.3. Les états limitent :	4
I.4. Les actions :	4
I.4.1. Valeurs caractéristiques des actions :	4
I.4.2. Valeurs de calcul des actions :	5
I.5. Les matériaux de constructions :	6
I.5.1. Béton :	6
I.5.1.2. Module déformation longitudinale du béton :	7
I.5.1.3. Coefficient de poisson :	7
I.5.1.4. Modèle de calcul à l’ELS :	7
I.5.1.5. Modèle de calcul à l’ELU :	8
I.5.2. L’acier :	8
I.5.2.1. Contraintes limites :	8
I.5.2.2. Module d’élasticité longitudinale :	9
CHAPITRE II	
II. Introduction.....	10
II.1 Pré dimensionnement des éléments	10
II.1.2 Les planchers :	10
II.2.2 Les poutrelles :	11
II.2.3. Plancher à dalle pleine	12
II.2.3.1. Types de dalles pleines :	12
II.2.4. Les poutres :	13
II.2.5. Les poteaux.....	14
II.2.6. Les voiles :	14
II.2.7. Les escaliers.....	14
II.2.8. L’acrotère :	16
II.3 Evaluation des charges et des surcharges	16
II.3.1 Planchers à corps creux.....	16
II.3.2 Plancher à dalle pleine :	18
II.3.3 Les murs extérieur et intérieurs	18
II.3.4 Les escaliers.....	18

Table des matières

II.4 Descente de charge	19
II.4.1 Loi de dégression des charges	19
II.4.2 Vérifications des conditions RPA99/2003	22
II.4.3 Conclusion :	25

CHAPITRE III

III. Etude des éléments secondaires.....	26
III.1 Etudes des poutrelles :	26
III.1.2 Méthode de calcul des poutrelles	26
III.1.2.1. Les différents types des poutrelles des poutrelles	28
III.1.2.2. Choix de la méthode de calcul des sollicitations.....	28
III.1.2.3. Les différentes charges sur les poutrelles	29
III.1.2.4. Calcul des sollicitations.....	29
III.1.2.5. Résumé du ferrailage des différents planchers.....	33
III.1.2.7. Vérification des poutrelles aux états limitent (ELU et ELS)	34
III.2. Dalle pleine	37
III.2.1. Calcul des sollicitations.....	37
III.2.2. Ferrailage :	40
III.2.3. Schéma de ferrailage	40
III.3. Etude des escaliers	41
III.3.1. Evaluation de charges permanentes	41
III.3.2. Ferrailage des escaliers.....	43
III.3.3. Ferrailage	44
III.3.4. Etude de la poutre palière	45
III.3.4.1. Calcul de à la flexion simple	45
III.3.4.2. Ferrailage de la poutre palière	45
III.3.4.3. Calcul à la torsion	46
III.3.4.4. Vérification à l'ELS	47
III.3.4.6. Schéma de ferrailage.....	47
III.4.1.Hypothèse de calcul	48
III.4.2. Evaluation des charges	48
III.4.3. Calcul des sollicitations.....	48
III.4.4. Ferrailage de l'acrotère	50
III.4.5. Schémas de ferrailage	52
III.5.Etude de L'ascenseur.....	52
III.5.1. Les caractéristiques	53
III.5.2. Dalle de salle machine (locale)	53
III.5.3. Ferrailage.....	55
III .5.4. Calcul à l'ELS	56
III.5.5. Schémas de ferrailage	57
II.5.6. Dalle au-dessous de l'ascenseur.....	57
III.5.7. Ferrailage	58
III.5.8. Calcul à l'ELS	58
III.5.9. Schémas de ferrailage	59

Table des matières

Chapitre IV

IV.1 Introduction :	60
IV.2 Méthodes utilisables.....	60
IV.2.1 Méthode statique équivalente.....	60
IV.2.2 Méthode dynamique.....	60
IV.2.2 Méthode spectrale.....	60
IV.3 Calcul de la force sismique V statique.....	60
IV.4 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3) :	63
IV .5. Modélisation et résultats.....	64
IV .5.1 Disposition des voiles de contreventement.....	64
IV .5.2. Mode de vibration et participation massique.....	65
IV .5.2. Les modes de vibration.....	65
IV.6. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	67
IV.6.1. Justification de l'interaction voiles-portiques.....	67
IV .6.2. Vérification de l'effort normal réduit.....	68
IV .6.3. Vérification de la résultante des forces sismique à la base.....	69
IV .6.4. Vérification vis- a- vis des déplacements de niveau.....	69
IV .6.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ).....	70
IV .6.6. Conclusion.....	72

Chapitre V

V.1. Introduction :	73
V.2. Etude des poutres.....	73
V.2.1. Recommandation du RPA99 :	73
V.2.2. Armatures longitudinales: RPA99/2003 (Art 7.5.2.1).....	73
V.2.2. Armatures transversales: RPA99/2003 (Art 7.5.2.2).....	74
V.2.4. Sollicitation et ferrailage des poutres.....	74
V.2.5. Vérifications nécessaires.....	72
V.2.1. Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales.....	72
V.2.6. Vérifications à l'ELU.....	76
V.2.6.1. Condition de non fragilité.....	76
V.2.6.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	76
V.2.6.3. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement.....	76
V.2.7. Vérification à l'ELS.....	77
V.2.7.1. Etat limite de compression du béton.....	77
V.2.7.2. Vérification de l'état limite de déformation.....	77
V.2.8. Schémas de ferrailage des poutres.....	78
V. 3. Etude des poteaux.....	80
V.3.1. Recommandations.....	80
V.3.1.1. Armatures longitudinales.....	80
V.3.1.2. Armatures transversales.....	82
V. 3.2. Sollicitation de calcul :	82
V.3.3. Calcul du ferrailage :	83
V.3.1.1. Ferrailage longitudinal.....	83
V.3.3.2. Ferrailage transversales.....	84
V.3.4. Vérifications nécessaires.....	84

Table des matières

V.3.4.1. Vérification au flambement	84
V.3.4.2. Vérification des contraintes	85
V.3.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement	86
V.3.5. Schéma de ferrailage des poteaux	86
V.3.6. Vérification de la zone nodale.....	87
V.3.7. Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres	87
V.3.7.1 Moments résistants dans les poutres	88
V.3.7.2 Moments résistants dans les poteaux	88
V.4. Étude des voiles :	89
V.4.1. Recommandation du RPA99 version 2003.....	90
V.4.1.1. Armatures verticales	90
V.4.1.2. Armatures horizontal	90
V.4.1.3. Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]	90
V.4.1.4. Exemple de calcul :	91
V.4.1.5. Ferrailages de voile V_{x3} :	91
V.4.1.6. Schéma de ferrailage.....	99
V.5. Conclusion	99

CHAPITRE VI

VI.1. Introduction	100
VI.2. Choix du type de fondation.....	100
VI.3. type de fondation.....	100
VI.4.radier gènèral.....	100
VI.4.1.prè Dimensionnement	101
VI.4.2 Vérification nècessaires.	101
VI.4.3. Ferrailage du radier	103
VI.4.1. Dimensionnement.....	104
VI.4.2. Calcul du chargement sur la poutre	104
VI.4.3. Calcul des sollicitations	104
VI.4.4.Etudes des nervures.....	107
VI..5 Etude du mur adossè	112
VI.5.1. Introduction	112
VI.5.2. Evaluation des charges et surcharges	113
VI.5.3. Ferrailage du mur	113
VI.6. Conclusion	117
Conclusion générale	118

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure. I.1 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU	7
Figure I.2. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.....	9

Chapitre II

Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	10
Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles	11
Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles	11
Figure II.4. Coupe transversale d'un voile	14
Fig. II.5. Composante d'un escalier.....	14
Figure II.6. Vus en plan d'escalier	15
Fig. II.7. Vue en plan d'un acrotère.....	16
Fig. II. 8. Surface afférente d'ES 02.....	20
Fig. II.9. Surface afférente d'ES 01 au 5ème étage.....	20
Fig. II.10. Surface afférente de 6ème étage.....	20
Fig. II.11. Surface afférente de la T.IN	20
Figure II.12. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées.....	31
Figure II.13. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées.....	32
Figure II.14. Ferrailage de la dalle de compression	38
Figure. II.15. Schéma de ferrailage de la dalle D3.....	43
Figure II.16. Schéma de ferrailage de la dalle D5	43
Figure. II.17. Schéma de ferrailage de la dalle D4.....	44
Figure. II.18. Schéma de ferrailage de l'escalier de consol.....	49
Figure. II.19. Schéma de ferrailage volée 1 et 3.....	49
Figure II.20. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	52
Figure II.21. Coupe transversale de l'acrotère	53
Figure II.22. Section de l'acrotère à ferrailer	55
Figure II.23. Schéma de ferrailage de l'acrotère	57
Figure II.24. Schéma statique de la poutre de chainage	57
Figure II.25. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	59
Figure II.26. Schéma statique et concept d'ascenseur.....	60
Figure II.27. Coupe transversale d'ascenseur.....	60
Figure II.28. Schéma représentant la surface d'impact	61
Figure II.17. Schéma ferrailage du local machine.....	64
Figure II.29. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	66

Chapitre III

LISTE DES FIGURES

Figure III.1. Spectre de réponse XX et YY	70
Figure III.2. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16	71
Figure III.3. Disposition des voiles	71
Figure III.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	73
Figure III.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X).....	73
Figure III.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z)	74

Chapitre IV

Figure IV.1. Zone nodale	86
Figure IV.2. Répartition des moments dans les zones nodales	91
Figure IV.3. Schéma ferrailage du voile V_{Y1}	100

Chapitre V

Figure V.1. Schéma de la semelle isolée.....	102
Figure V.2. Schéma de la semelle filante	102
Figure V.3. Schéma statique de la poutre.....	105
Figure V.4. Schémas de ferrailages des semelles filantes et les poutres de rigidités	107
Figure V.5. Poussée des terres sur les voiles périphériques	107
Figure V.6. Répartition des contraintes sur les voiles	108
Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	111

Liste des tableaux

Chapitre 2

Tableau II. 1. Dimensionnement des dalles pleines.....	12
Tableau II. 2. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	17
Tableau II. 3. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	17
Tableau II. 4.Évaluation des charges revenant au plancher courant.....	18
Tableau II. 5.Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	18
Tableau II. 6. Évaluation des charges revenant aux volées.....	18
Tableau II. 7. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier.....	19
Tableau II. 8. Résultats de la descente de charge du poteau (C43).....	21
Tableau II. 9. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	23
Tableau II. 10.Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	25
Tableau II. 11. Dimensions des poteaux.....	25

Chapitre 3

Tableau III. 1. Types de poutrelles.....	28
Tableau III. 2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	29
Tableau III. 3. Les différentes charges sur les poutrelles.....	29
Tableau III. 4. Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation.....	31
Tableau III. 5. Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	31
Tableau III. 6. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	34
Tableau III. 7.Vérifications nécessaires à l'ELU.....	34
Tableau III. 8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	34
Tableau III. 9. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	35
Tableau III. 10. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	36
Tableau III. 11. Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis.....	38
Tableau III. 12. Ferrailage des panneaux D2, D3 :.....	40
Tableau III. 13. Ferrailage de volées.....	43
Tableau III. 14. Vérification des contraintes à l'ELS.....	44
Tableau III. 15. Résultat des Ferrailage à la flexion simple.....	45
Tableau III. 16. Vérification des contraintes à l'ELS.....	47
Tableau III. 17. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	49
Tableau III. 18. Ferrailage de la dalle D'ascenseur.....	55
Tableau III. 19. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	57
Tableau III. 20. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	58
Tableau III. 21. Vérification des contraintes.....	59

Chapitre 4

Tableau IV. 1. Valeurs des pénalités.....	62
Tableau IV. 2. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	65
Tableau IV. 3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	67
Tableau IV. 4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales	68
Tableau IV. 5. Vérification de l'effort normal réduit.....	69
Tableau IV. 6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	69
Tableau IV. 7. Vérifications des déplacements de niveaux	70
Tableau IV. 8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	71

Chapitre 5

Tableau V. 1. Ferrailage des poutres principales et secondaires (35×40) cm ²	74
Tableau V. 2. Vérification des contraintes tangentielles.....	76
Tableau V. 3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	77
Tableau V. 4. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	77
Tableau V. 5. Schémas de ferrailage des différentes poutres	78
Tableau V. 6. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	82
Tableau V. 7. Sollicitations dans les différents poteaux	83
Tableau V. 9. Ferrailage transversales des poteaux	84
Tableau V. 10. Vérification au flambement des différents poteaux.....	84
Tableau V. 11. Vérification des contraintes dans le béton.....	85
Tableau V. 12. Vérification des contraintes de cisaillement.....	86
Tableau V. 13. Schémas de ferrailage des différents poteaux	86
Tableau V. 14. Moments résistants dans les poutres principales	88
Tableau V. 15. Moments résistants dans les poteaux.....	88
Tableau V. 16. Vérification de la zone nodale	89
Tableau V. 17. Sollicitations maximales dans le voile V_{x3}	91
Tableau V. 18. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux....	93
Tableau V. 19. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux....	95
Tableau V. 20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux ...	96
Tableau V. 21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux ...	97

Chapitre 6

Tableau VI. 1 Ferrailage du radier.	104
Tableau VI . 2. Vérifications des contraintes du radier.....	105
Tableau VI . 3. Vérifications des contraintes du radier.....	106
Tableau VI . 4. Sollicitations des nervures dans le sens x-x.	108
Tableau VI . 5. Sollicitations des nervures dans le sens y-y.	108

Tableau VI . 6.Sollicitations des nervures dans le sens x-x.	108
Tableau VI . 7. Sollicitations des nervures dans le sens y-y.	109
Tableau VI . 8. Ferrailage de la nervure sens x-x.	109
Tableau VI . 9.Ferrailage de la nervure sens y-y.	109
Tableau VI . 10.Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.	110
Tableau VI . 11.Vérification des contraintes dans la nervure.	110
Tableau VI . 12.Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de As	111
Tableau VI . 13.Schéma de ferrailage des nervures.....	112
Tableau VI . 14.Section des armatures du mur adossé.....	115
Tableau VI . 15.Vérification des contraintes dans le mur adossé.	116
Tableau VI . 16.Rê-vérification des contraintes dans le mur adossé.	116

Notations

Et

Symboles

1. Majuscules Romaines

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_s	: Module de Young de l'acier
E_{ij}	: Module de Young instantané à l'âge de j jours
E_{vj}	: Module de Young diffère à l'âge de j jours
F	: Force ou action en général
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service
N_u	: Effort normal de calcul ultime
P	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
a	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d_0)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g	: Charge permanente unitaire
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre
j	: Nombre de jours de maturité du béton
L	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	: Longueur de flambement.
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
q	: Charge permanente unitaire.

S_t	: Espacement des armatures transversales.
y_1	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou z_b)	: Bras de levier du couple de flexion.
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>).
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
ϵ_{bcmax}	: Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>).
ϵ_{st}	: Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	: Déformations des armatures comprimées.
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>).
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU.
ν	: Coefficient de poisson (<i>nu</i>).
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>).
σ	: Contrainte normale (<i>sigma</i>).
σ_{bc}	: Contrainte maximale du béton comprimé.
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	: Contrainte tangente (<i>tau</i>).
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	: Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ	: Coefficient de fluage (<i>phi</i>).
Φ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	: Diamètre d'une armature transversale.
ψ_s	: Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>).

Introduction

Introduction générale

Introduction générale

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions. La résistance d'une structure aux actions sismiques est principalement assurée par son système de contreventement. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de portiques, de voiles ou des deux en même temps.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à usage habitations) en (R+7) implanté à Bejaia qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (IIa). Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national « règlement parasismique algérien RPA99 » Version 2003.

L'étude de ce projet est menée selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre : Généralités et le deuxième chapitre : pré dimensionnements des différents éléments puis le troisième chapitre : le calcul des éléments secondaires, ensuite le quatrième chapitre : l'analyse dynamique de la structure moyennant le logiciel de calcul des structures « ETABS V16 » et le cinquième chapitre : calcul du ferrailage des éléments résistants (portique et voile) .

Enfin le sixième chapitre : le calcul de l'infrastructure (fondations) et le voile périphérique conformément au rapport de sol.

On terminera le travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

I. Introduction

La stabilité d'un ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux aux différentes sollicitations, dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristique.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux utilisés et le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.1. Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+7) en béton armé à usage d'habitation.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

I.1.1. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu-**IREYAHEN- wilaya de Bejaia** qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003, annexe1), en zone IIa.

I.1.2. Caractéristiques géométriques :

La structure présente une forme d'un rectangle dont les dimensions maximales sont :

- ✓ Largeur en plan.....23.40m
- ✓ Longueur en plan28.25m
- ✓ Hauteur totale du bâtiment.....24,48 m
- ✓ Hauteur du RDC..... 3,06 m
- ✓ Hauteur des étages courants.....3,06m

I.1.3. Caractéristique géométriques de site :

D'après les résultats des sondages carottés et les essais pénétrométriques, réalisés le sol globalement faible.

Le terrain est constitué essentiellement d'alluvion ayant une granulométrie faible.

Nous avons obtenu les conclusions suivantes :

- Le sol est classé dans la catégorie S2 (sol ferme).
- La contrainte admissible calculée est donnée par 1,4 **bar** avec un encrage 2 m.

I.1.4. Caractéristiques structurales :

✚ Les planchers :

Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments porteurs.

✚ L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps.

✚ Les escaliers :

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

✚ Les façades et les cloisons :

- Les murs extérieurs et les murs de séparation seront réalisés en double parois de briques creuses séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.

✚ Les voiles :

Sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. Le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement seront étudiés ultérieurement.

L'ascenseur :

L'ascenseur est un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages sans utiliser les escaliers.

✚ Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

✚ L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

✚ Les raidisseurs :

Élément vertical continu en béton armé ou non armé, de type colonnette, intégré dans un mur, se dimensionnent en plan sont généralement équivalents à l'épaisseur du mur, section carrée, et sa hauteur correspond à celle de ce dernier.

I.2. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- **RPA 99 /version 2003** (Règlement parasismique algérien).
- **CBA 93** (Code du béton armé).
- **DTR BC.2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- **DTR BC 2.331**(Règle de calcul des fondations superficielles).
- **BAEL91/modifiées 99** (Béton armé aux états limites).

I.3. Les états limites :

Définissent des bornes admissibles vis-à-vis de la sécurité des personnes des biens et vis-à-vis de l'aspect de la structure. Il convient de vérifier que l'ensemble des cas de charge permet de couvrir tous les cas réels les plus défavorables. Les paramètres à prendre en compte sont notamment les actions, les propriétés des matériaux et les données géométriques.

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

Consiste à vérifier qu'elles ne subissent pas de déformation irréversible sous la charge, et a fortiori qu'elle ne présente pas de dégradation.

➤ **Etat limite de service (ELS):**

Consiste à vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement.

I.4. Les actions :

I.4.1. Valeurs caractéristiques des actions :

✚ **Les actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

✚ **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité variée fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- les charges d'exploitations.
- les charges climatiques (Neige et vent).
- les effets thermiques.

✚ Les actions accidentelles (F_A) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs, Les séismes, Les explosions et les feux.

I.4.2. Valeurs de calcul des actions :

a) Combinaison d'action à l'ELU :

➤ Situation durable ou transitoire

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + 1.5Q_1 + \sum 1.3\Psi_{0i}Q_i \dots \dots \dots \text{BAEL91 (article A. 3.3, 21)}.$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \Psi_{0i} = 0.77 \text{ pour les bâtiments à usage courant} \\ \Psi_{0i} : \text{Coefficient de pondération} \end{cases}$$

➤ Situations accidentelles :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{1i}Q_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'ELS :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \dots \dots \dots \text{BAEL 91 (article A. 3.3, 3)}.$$

$\Psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons d'action donnée par le RPA 99 :

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables :} \\ \\ \text{Situations accidentelles :} \\ \text{seulement)} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ \\ G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \quad (\text{pour les poteaux auto stables}) \\ \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

I.5. Les matériaux de constructions :

I.5.1. Béton :

C'est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. il met en présence des matières sinteres, appelées granulats ou agrégats (graviers, sables, etc.).

a) Résistance à la compression:

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée 16cm×32cm cylindrique.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.1)}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.1)}$$

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{ij} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (article A.2.1.2)}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :

$\tau_{Adm} = \min (0.2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0.15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

Donc : $\tau_{Adm} = 3.33\text{Mpa}$ fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2.5\text{Mpa}$ fissuration préjudiciable.

I.5.1.2. Module déformation longitudinale du béton :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} , le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargements instantanés de la durée inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égale :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2)}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale diffère qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86\text{MPa} \quad \text{CBA (Article A.2.1.2.1)}$$

I.5.1.3. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

I.5.1.4. Modèle de calcul à l'ELS :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_b \approx 13333\text{MPa}$).

I.5.1.5. Modèle de calcul à l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contrainte-déformation donné sur la Fig.I-2

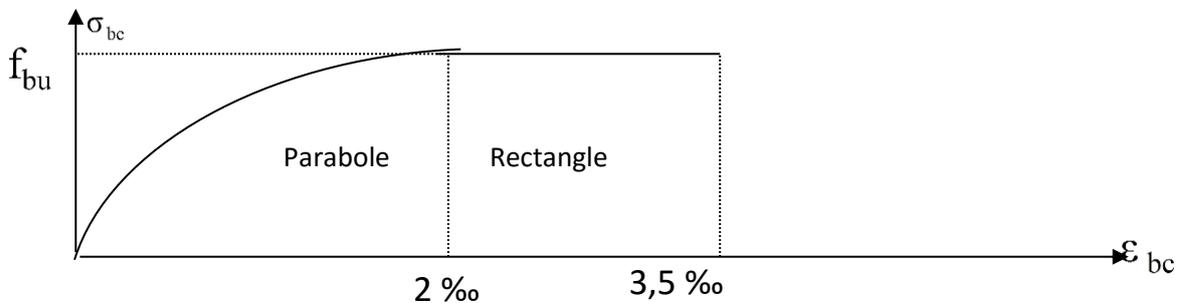


Figure. I.1 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

Sur ce diagramme :

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

– Le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles,

– θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges : $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h, $\theta = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et $\theta = 0.85$ sinon.

I.5.2. L'acier :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance en traction.

On utilise 2 types d'aciers :

- Acier naturel rond lisse (RL) FeE235 $f_e = 235$ MPa
- Acier à haute adhérence (HA) FeE400 $f_e = 400$ MPa

I.5.2.1. Contraintes limites :

ELU :

- Fissurations peu nuisibles « FPN »

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$\bar{\sigma}_s = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \quad (\text{Situation durable ou transitoire})$$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

ELS :

- Fissurations préjudiciables « FP »

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right)$$

η : coefficient de fissuration

$$\text{Avec : } \eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les aciers RL} \\ 1.6 & \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier noté $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$

Pour l'acier naturel :

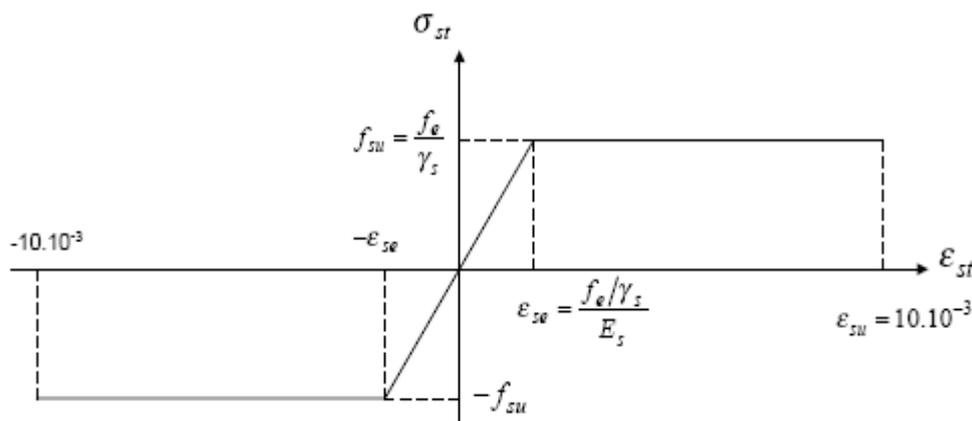


Figure. I.2 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

Chapitre II

Pré dimensionnements

II. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces démentions sont choisis selon les préconisations du RPA99/version2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1. Pré dimensionnement des éléments :

II.1.2. Les planchers :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, planchers intermédiaires, plancher de toiture terrasse)

Dans notre projet on trouve :

- plancher à corps creux.
- les dalles pleines pour les balcons.

a. Plancher à corps creux :

D'après le CBA 93(Art B.6.8.4.2.4):

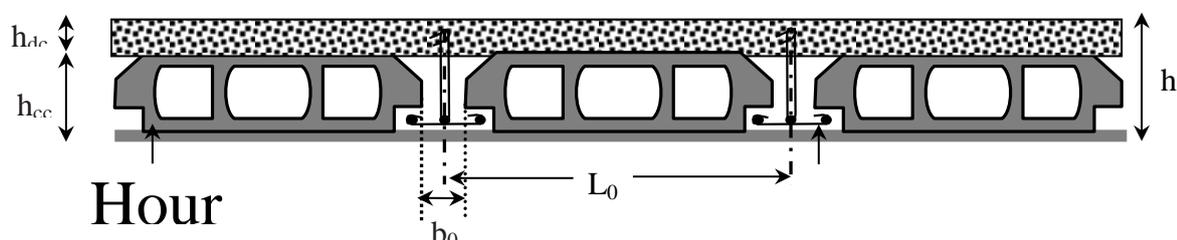
$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 4,8 - 0,3 = 4,5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{450}{22,5} \Rightarrow h \geq 20 \text{ cm}$$

On prend $h = 20 \text{ cm}$ soit un plancher (16+4) cm



Avec **Figure II.1.** Coupe transversale d'un plancher à corps creux

- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

- b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- L_0 : distance entre axe des poutrelles.

II.2.2 Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments de construction préfabriqués en béton armé ou précontraint composant industrialisé de faibles sections est utilisé pour constituer la structure de plancher en béton.

Le choix du sens des poutrelles se fait selon les deux critères suivants :

- critère de la petite portée (critère prédominant).
- critère de la continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

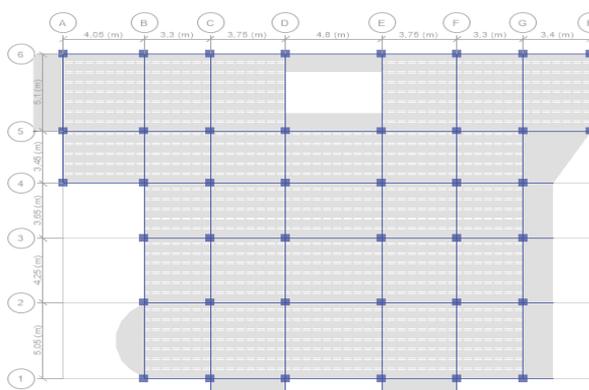


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles

🔧 Pré dimensionnement des poutrelles

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} \right) \dots \dots \text{(CBA93. Art 4. 1. 3)}$$

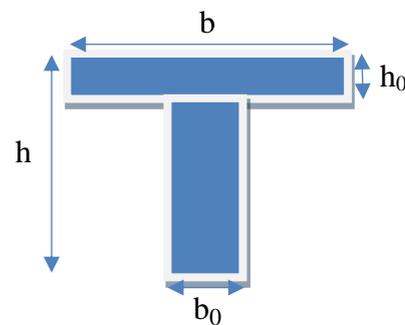


Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles

Avec

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 330 - 30 = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

Ce qui donne $b = 65 \text{ cm}$

II.2.3. Plancher à dalle pleine

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

II.2.3.1. Types de dalles pleines :

Tableau II.1. Dimensionnement des dalles pleines.

Panneaux	Appui	L_y (m)	L_x (m)	$\rho=L_x/L_y$	e cal (cm)	e cal (cm)
D1	3	4,75	1,35	0,28	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	3,18
D2	3	3,45	1,35	0,39	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	3,18
D3	3	3,45	1,35	0,39	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	3,18
D4	3	4,75	1,25	0,26	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	2,94
D5	3	3,95	1,25	0,31	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	2,94
D6	3	3,35	1,25	0,37	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	2,94
D7	2	4,8	1,35	0,28	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	3,18
D8	3	3,15	3,1	0,98	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	7,31
D9	3	3,35	1,35	0,4	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	3,18
D10	3	3,95	1,35	0,34	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	3,18
D11	4	4,8	4,5	0,93	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	10,62

Critère de résistance au feu

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 07 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour une heure de coupe feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour deux heures de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour trois heures de coupe feu} \end{array} \right.$$

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour des dalles pleines (balcons) d'épaisseur $e=12\text{cm}$.

Par contre pour la dalle de l'ascenseur, on opte pour une épaisseur de **14cm** à cause du chargement important de l'ascenseur.

II.2.4. Les poutres :

a. Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles leur hauteur est donnée selon la condition fléchée suivante : suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L_{\max} : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis des poutres principales.

$$L_{\max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{480}{15} = 32 \leq h_{pp} \leq 48 \rightarrow \text{Soit: } h_{pp} = 35 \text{ cm}$$

Soit : $b = 30 \text{ cm}$

Vérification selon RPA

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$h/b = 1,17 < 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L_{\max} : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_{\max} = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$$

Donc :

$$450/15 = 30 \leq h_{ps} \leq 45 \rightarrow \text{Soit: } h_{ps} = 35 \text{ cm}$$

Soit : $b = 30 \text{ cm}$

On voit bien que les conditions du RPA sont vérifiées.

II.2.5. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis uniquement à la compression simple leur pré dimensionnement se fait selon les critères suivants :

Critère de résistance ; Critère de stabilité de forme ; Règle du RPA99

On adopte la section des poteaux comme suit

▪ Poteaux rectangulaires :

- RDC et 1^{er} étage $(b \times h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$
- 2^{ème} et 3^{ème} étage $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$
- 4^{ème} et 5^{ème} étage $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
- 6^{ème} et 7^{ème} étage $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.2.6. Les voiles :

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

- h_e : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle)
- e : épaisseur du voile.

• RDC ET Les autres niveaux :

$$h_e = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$$

Ce qui donne $e = 13,8 \text{ cm}$

Finalement on prend : $e = 15 \text{ cm}$

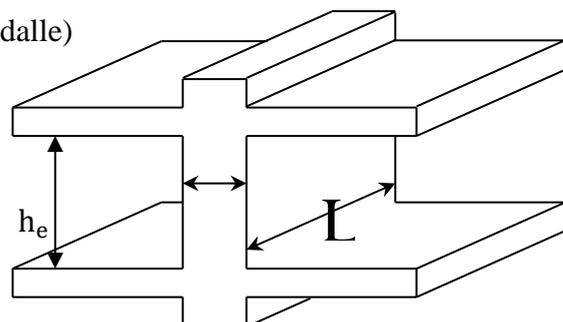


Figure II.4. Coupe transversale d'un voile

II.2.7. Les escaliers :

L'escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Elle se compose généralement des éléments suivants :

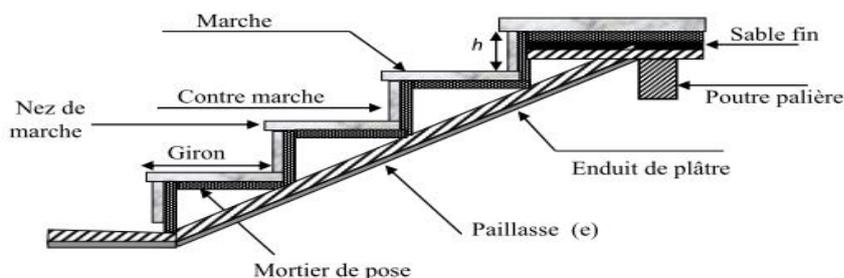


Figure II.5. Composante d'un escalier

H : la hauteur du palier.
L₀ : longueur projetée de la volée.
L_v : longueur de la volée.
L_p : longueur du palier de repos.

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier : escalier à deux volées et un palier intermédiaire.

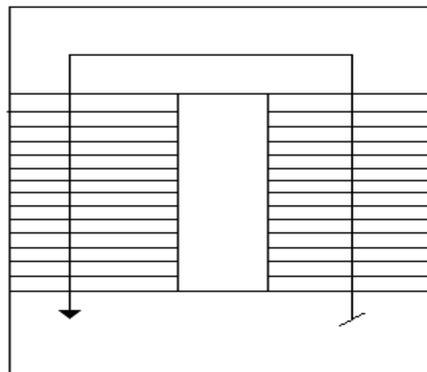
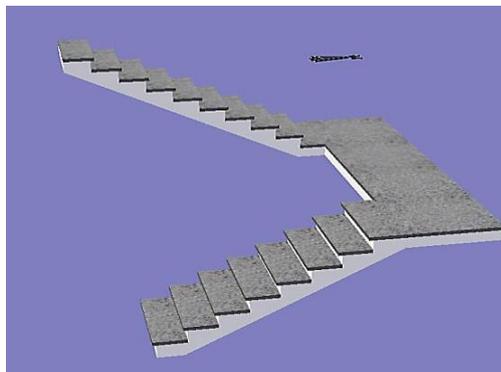


Figure. II.6. Escalier à deux volées.

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

- **La hauteur (h) et la largeur (g) des marches**
- la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.
- le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Le nombre de contre marches (n) est donné par $n = H/h$

On fixant la hauteur des contre marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :

$$n = 153/17 = 9 \text{ contre marches}$$

⇒ le nombre de marche est $(n - 1) = 8$ marches

$$g = 240/8 = 30 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$\alpha = 32,5^\circ$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30$ cm, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

- **Épaisseur de la paillasse (e) :** L'épaisseur de la paillasse est déterminée à partir de la condition suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

Avec : La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = 120 + 240/\cos 32,5 + 120 = 524,56$$

$$524,56/30 \leq e \leq 524,56/20 \Rightarrow 17,48 \leq e \leq 26,23$$

On prend **e = 18 cm**.

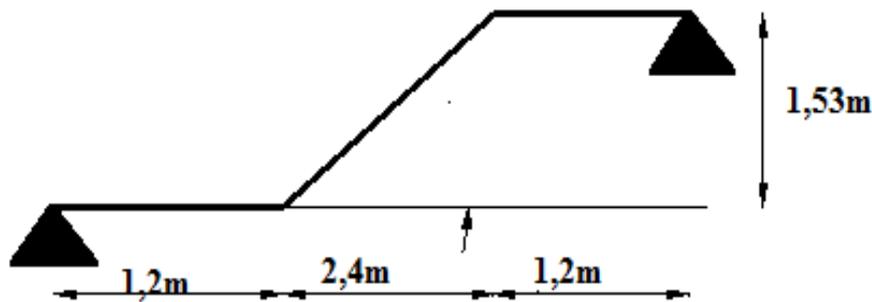


Figure II.7. Schéma statique

Pour les autres types d'escalier on a des escaliers balancés dans le duplex en bois.

II.2.8. L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, de protection qui se trouve du supérieur du bâtiment, non structural assimilé à une console encastrée à sa base au plancher terrasse. Il est soumis à la flexion composée.

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + [(0,1 \times 0,03) \times 1/2] = 0,0685 \text{m}^2$$

Charge permanente :

Poids propre :

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 25 \times 0,0685 = 1,71 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment (G_{int} , G_{ext}):

$$G_{\text{int}} = \gamma_c \times S = 0,012 \times 20 = 0,24 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{ext}} = \gamma_c \times S = 20 \times 0,013 = 0,26 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{int}} + G_{\text{ext}} + G = 2,21 \text{ KN/ml}$$

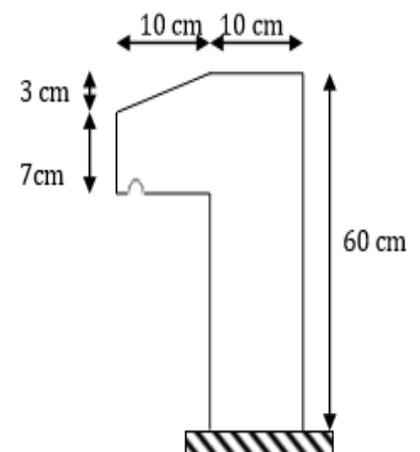


Figure II.8. Vue en plan d'un acrotère.

II.3 Evaluation des charges et des surcharges

Les charges et les surcharges d'exploitation sont données par le DTR

II.3.1 Planchers à corps creux :

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	14,25	0,2	2,85
5	Cloisons	/	/	0,9
6	Enduit de ciment	0,02	10	0,27
Charge permanent G				5,21
Q étage courant				1,5

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,05	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,07	2,2
4	Corps creux	/	0,2	2,85
5	Isolation thermique	3,2	0,05	0,01
6	Enduit de ciment	10	0,02	0,27
Charge permanent G				5,83
charge d'exploitation Q				1

II.3.2 Plancher à dalle pleine :

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher courant

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	10	0,02	0,36
4	Dalle pleine 1	25	0,14	3,5
4	Dalle pleine 2	25	0,12	3
5	Enduit de ciment	10	0,02	0,2
6	Cloisons de séparation	/	/	1
Charge permanent G : Dalle pleine 1				5,86
Charge permanent G : Dalle pleine 2				5,36
Charge d'exploitation Q				3,5

II.3.3 Les murs extérieur et intérieurs :

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	10	0,02	0,2
2	Brique creuses	/	0,15	1,35
3	Brique creuses	9	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanent G				2,81

II.3.4 Les escaliers :

- Les volées

Tableau II.8. Évaluation des charges revenant aux volées

N°	Couche		Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Paillasse	Volée	25	0,18/cos(α)	5,33
2	Carrelage	Horizonta l	22	0,02	0,44
		Vertical	22	0,02h/g	0,25
3	Mortier de pose	Horizonta l	18	0,02	0,36
		vertical	18	0,02h/g	0,2
4	Enduit de plâtre		10	0,015/cos(α)	0,177

5	pois des marches	25	h/2	2.125
Charge permanent G (KN/m ²)		Volée		8,8
Charge d'exploitation Q (KN/m ²)				2.5

➤ Palier

Tableau II.9. Charge permanente et d'exploitation revenant au palier

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Palier	25	0,18	4,5
2	Carrelage	22	0,02	0,44
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanent G				6,06
charge d'exploitation Q				2,5

II.4 Descente de charge

La descente de charge et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif était de connaître la répartition et les cheminements desdites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

II.4.1 Loi de dégression des charges :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment avec:

$Q=1$ KN/m² (pour une terrasse inaccessible)

$Q=1.5$ KN/m² (pour un étage courant ou une terrasse accessible)

$Q=2.5$ KN/m² (pour l'escalier)

$Q=3.5$ KN/m² (pour les balcons)

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes : sous la terrasse : Q_0 .

- Sous le premier étage à partir du sommet ($i=1$) : Q_0+Q_1 . - sous le deuxième étage ($i=2$) : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.

- Sous le troisième étage ($i=3$) : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

- Sous le quatrième étage ($i=4$) : $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.

- Pour n étage ($n = 5$): $Q_0+3+n/2 \times n(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Le poteau le plus sollicité à la plus grande surface afférente.

Surface afférente pour 1 étage aux 6 étages :

$$S1 = 4,14\text{m}^2$$

$$S2 = 2,716\text{m}^2$$

$$S3 = 3,543\text{m}^2$$

$$S_{\text{volée}} = 1,5\text{m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = 2,7\text{m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = 14,6 \text{ m}^2$$

Surface afférente pour terrasse inaccessible:

$$S1 = 4,14\text{m}^2$$

$$S2 = 2,716\text{m}^2$$

$$S3 = 3,543\text{m}^2$$

$$S4 = 5,4 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = 15,8 \text{ m}^2$$

Plancher corps creux pour 1 étage au 6 étage :

➤ Etage courant:

$$G = 5,21 \times (4,14 + 2,716 + 3,543)$$

$$G = 54,18 \text{ KN}$$

$$Q = 1,5 \times (4,14 + 2,716 + 3,543)$$

$$Q = 15,6 \text{ KN}$$

➤ **Plancher terrasse inaccessible:**

Poids du plancher :

a) Terrasse inaccessible:

$$G = 5,83 \times 15,8$$

$$G = 92,11 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times (4,14 + 2,716 + 3,543 + 5,4)$$

$$Q = 15,8 \text{ KN}$$

➤ **La charge d'escalier**

$$G = G_V \times S_V = 8,8 \times 1,5$$

$$G = 13,2 \text{ KN}$$

$$Q = Q_V \times S_V = 2,5 \times 1,5$$

$$Q = 3,75 \text{ KN}$$

$$G = G_P \times S_P = 6,06 \times 2,7$$

$$G = 16,36 \text{ KN}$$

$$Q = Q_P \times S_P = 2,5 \times 2,7$$

$$Q = 6,75 \text{ KN}$$

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa

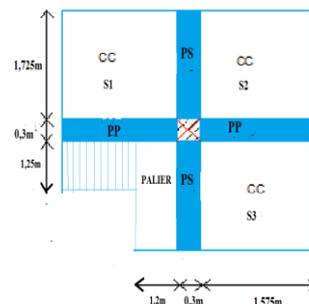


Figure II. 9. Surface afférente du poteau (1ère étage jusqu'à 6ème étages)

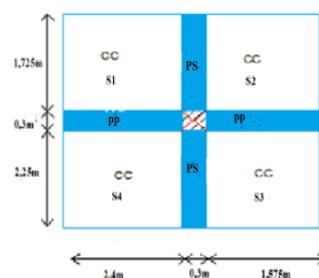


Figure II. 10. Surface afférente (terrasse inaccessible)

transmission au sol, on effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

❖ **Poids des poutres :**

❖ Poutre principale (PP) : $G_{PP} = 25 \times 0,35 \times 0,30 \times 3,975 = 10,43 \text{ KN}$

❖ Poutre secondaire (PS) : $G_{PS} = 25 \times 0,35 \times 0,30 \times 4,35 = 11,42 \text{ KN}$

❖ Poids totale des poutres : $G_{PT} = 10,43 + 11,42 = 21,85 \text{ KN}$

❖ **Poids des poteaux :**

❖ Poteaux RDC et 1^{er} étage: $G_p = 25 \times 0,40 \times 0,45 \times 3,06 = 13,77 \text{ KN}$

❖ Poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage : $G_p = 25 \times 0,35 \times 0,40 \times 3,06 = 10,71 \text{ KN}$

❖ Poteaux 4^{ème} et 5^{ème} étage : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 3,06 = 8,03 \text{ KN}$

❖ Poteaux 6^{ème} et 7^{ème} étage : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN}$

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (B.6) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.10. Résultats de la descente de charge du poteau (C43)

Étage	Niveau	Élément	pois propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 07	0	Plancher	92,119	15,8
		Poutres	21,85	
		Poteaux	6,885	
	SOMME		120,84	15,8
étage 06	1	venant de 0	120,84	Q0+Q1
		Plancher	54,18	
		Poutres	21,85	
		Escalier	29,56	
		Poteaux	6,885	
	SOMME		233,31	41,9
étage 05	2	venant de 1	233,31	Q0+0.95(Q1+Q2)
		Plancher	54,18	
		Poutres	21,85	
		Escalier	29,56	
		Poteaux	8,03	
	SOMME		346,93	65,39
étage 04	3	venant de 2	346,93	Q0+0.9(Q1+Q2+Q3)
		Plancher	54,18	
		Poutres	21,85	
		Escalier	29,56	
		Poteaux	8,03	
	SOMME		460,55	86,27
étage 03	4	venant de 3	460,55	Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)
		Plancher	54,18	
		Poutres	21,85	

		Escalier	29,56	
		Poteaux	10,71	
		SOMME	576,85	104,54
étage 02	5	venant de 4	576,85	$Q_{0+3+5/2 \times 5}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
		Plancher	54,18	
		Poutres	21,85	
		Escalier	29,56	
		Poteaux	10,71	
		SOMME	693,15	120,2
étage 01	6	venant de 5	693,15	$Q_{0+3+6/2 \times 6}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
		Plancher	54,18	
		Poutres	21,85	
		Escalier	29,56	
		Poteaux	13,77	
		SOMME	812,51	133,25
RDC	7	venant de 6	812,51	$Q_{0+3+7/2 \times 7}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
		Plancher	54,18	
		Poutres	21,85	
		Escalier	29,56	
		Poteaux	13,77	
		SOMME	931,87	146,3
		SOMME	G=931,87	Q=146,3
		ELU	1,35G=1258,02	1,5Q=219,45
		Effort normal à la base du poteau	Nu'=1477,47	

Avec $N_u' = 1,35 G + 1,5 Q$

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

$\left\{ \begin{array}{l} 10 \% \dots \text{ poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.} \\ 15 \% \dots \text{ poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.} \end{array} \right.$

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$N_u = 1,1 N_u' = 1,1 \times 1477,47 = 1625,217 \text{ KN.}$

II.4.2 Vérifications des conditions RPA99/2003

➤ Vérification à la compression simple

Exemple de calcul

➤ Vérification du poteau à la base « poteau du (40*45) cm² »

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1625,217 \times 10^{-3}}{14,2} \quad \Rightarrow B \geq 0,114 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base = $0,40 \times 0,45 = 0,18 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,18 \text{ m}^2 \geq 0,114 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.11. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux .

Etages	Nu (KN)	1,1Nu(KN)	Comparaison ($B \geq B^{calc}$)		Observation
			B (m ²)	B ^{calc} (m ²)	
7	186,83	205,51	0,09	0,014	Vérifiée
6	378,118	415,93	0,09	0,029	Vérifiée
5	566,44	623,08	0,105	0,043	Vérifiée
4	751,14	826,26	0,105	0,058	Vérifiée
3	935,55	1029,11	0,14	0,072	Vérifiée
2	1116,05	1227,65	0,14	0,086	Vérifiée
1	1296,76	1426,43	0,18	0,1004	Vérifiée

Vérification au flambement :

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élançement (λ)
- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que : $l_f = 0,7 \times L_0$: Longueur de flambement.

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$I = \frac{h \times b^3}{12} : \text{moment d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

Exemple de calcul

➤ **Vérification du poteau à la base :**

On a : $L_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71m \Rightarrow l_f = 1,9 m$

$$i = \sqrt{\frac{3,037 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,45}} = 0,129 m \text{ Ce qui donne : } \lambda = 1,9 / 0,129 = 14,73 < 50$$

donc
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,82$$

Selon le BAEL :

$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$ On prend $A_s = 0,8\% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(80 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas, $B_r = (40 - 2) \times (45 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,1634 m^2 > 0,0883 m^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.12. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu(KN)	B	i (m)	λ	α	(Br \geq Br ^{calc})		Observation
						Br	Br ^{calc}	
7	205,11	0,09	0,087	21,84	0,789	0,0784	0,0116	Vérifiée
6	415,93	0,09	0,087	21,84	0,789	0,0784	0,022	Vérifiée
5	623,08	0,105	0,101	18,81	0,804	0,0924	0,0339	Vérifiée
4	826,26	0,105	0,101	18,81	0,804	0,0924	0,044	Vérifiée
3	1029,11	0,14	0,115	16,52	0,814	0,1254	0,055	Vérifiée
2	1227,65	0,14	0,115	16,52	0,814	0,1254	0,066	Vérifiée
1	1426,43	0,18	0,129	14,73	0,82	0,1634	0,076	Vérifiée

➤ **Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone IIa, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes

$$\begin{cases} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.4.3 Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter pour les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm
- Dalle pleine e=12 cm e=14 cm
- Epaisseur des paillasse e = 18 cm
- Epaisseur des Voile e = 18 cm
- Poutres Principale (30×35) cm²
- Poutres Secondaires (30×35) cm²
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.13. Dimensions des poteaux

Niveaux	RDC et Etage1	Étages 2 et 3	Étages 4 et 5	Étages 6 et 7
Dimensions	40×45	35× 40	30× 35	30× 30

Chapitre III

Calcul des éléments

Secondaires

III. Etude des éléments secondaires

III.1. Etudes des poutrelles :

III.1.1. Définition : Les planchers sont des aires généralement planes qui séparent les différents niveaux d'une construction. Ils doivent :

- Supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitations.
- Participer à la résistance aux efforts horizontaux et transmettre les charges et surcharges.
- Présenter une isolation thermique et phonique.

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé: Plancher à corps creux, plancher à dalle Pleine, plancher champignon.

III.1.2. Méthode de calcul des poutrelles :

✚ Méthode forfaitaire

- **Conditions d'application**

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$;
2. les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$;
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

- **Application de la méthode**

Moments aux appuis ($M_a < 0$)

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec

- M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

🚧 Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

• Condition d'application

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q > \min(5\text{KKN/m}^2 ; 2G)$).

• Principe de la méthode

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

• Application de la méthode

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appui

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

- l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

- $l' = \begin{cases} 0,8l.travée intermédiaire. \\ ltravée de rive. \end{cases}$

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.

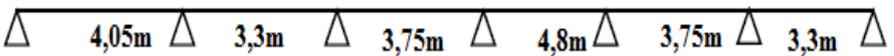
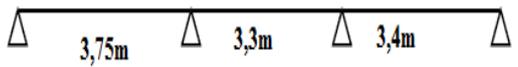
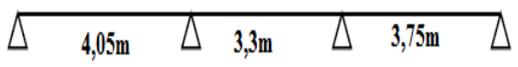
Remarque

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

III.1.2.1. Les différents types des poutrelles des poutrelles :

On distingue sept types de poutrelles :

Tableau III.1.Types de poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

III.1.2.2. Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet :

- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau III .2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 1 et 2	Non Vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Types 3 et 4	vérifiées	$\begin{cases} Q^{max} = 5\text{KN}/\leq \min(5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{cases}$	Méthode forfaitaire

III.1.2.3. Les différentes charges sur les poutrelles :

Tableau III.3. Les différentes charges sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Terrasse inaccessible	05,83	1	0,65	ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 9,37$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6,09$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 6,83$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4,44$
Habitation	5,21	1,5	0,65	ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 9,28$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6,03$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 6,71$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4,36$

- **Exemple de calcul**

Application de la méthode forfaitaire pour le quatrième type du plancher à usage habitation :

III.1.2.4 Calcul des sollicitations :

La méthode que nous allons utiliser est la méthode forfaitaire :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,05}{3,3} = 1,23 \in [0,8 ; 1,25]$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,3}{3,75} = 0,88 \in [0,8 ; 1,25]$$

- **Calcul des moments**

Moments isostatiques

On a $M_0 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 12,372 \text{ KN. m} \\ \text{ELS: } M_0 = 8,943 \text{ KN. m} \end{cases}$

Moments aux appuis :

appui intermédiaire

$$M_a^{int} = -0,5 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = -6,186 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = -4,472 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ appuis de rives

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003(**Art 7.10/a**) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_a^{rive} = -0,15 M_0$

Avec : $M_0 = \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

Donc $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = -1,854 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = -1,34 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Moments en travées

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{6,71} = 0,224$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,0669 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6335 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,8169 M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,6335 M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

D'où, $M_t = 0,8169 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 10,11 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 07,308 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ Evaluation des efforts tranchants

On a : $V_0 = ql/2$: Effort tranchant isostatique.

Travée AB : $\begin{cases} V_A = 12,219 \text{ KN} \\ V_B = -13,441 \text{ KN} \end{cases}$

Travée BC : $\begin{cases} V_B = 12,445 \text{ KN} \\ V_C = -11,314 \text{ KN} \end{cases}$

➤ **Plancher habitation**

Tableau III.4. Les sollicitations des poutrelles du plancher habitation

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-2,60	-6,487	10,891	14,482	-1,83	-4,65	7,913
T2	-2,60	-6,728	10,891	14,482	-1,83	4,823	7,913
T3	-1,59	-5,304	8,668	12,445	-1,150	-3,834	6,266
T4	-1,854	-6,186	10,11	13,441	-1,34	-4,472	7,308
Max	-2,60	-6,728	10,891	14,482	-1,83	-4,823	7,913

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau III.5. Les sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-2,63	-6,308	11,234	14,618	-1,91	-4,568	8,219
T2	-2,63	-6,531	11,234	14,618	-1,91	-4,729	8,219
T3	-1,60	-5,354	10,707	12,563	-1,16	-3,903	7,805
T4	-1,872	-6,244	9,99	13,568	-1,365	-4,552	7,282
Max	-2,63	-6,531	11,234	14,618	-1,91	-4,729	8,219

Exemple de calcul :

Plancher habitation poutrelle type 1 :

➤ **Sollicitation maximales:**

$$\begin{array}{l}
 ELU \left\{ \begin{array}{l} M_t = 10,891 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -6,487 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2,60 \text{ KN.m} \\ V = 14,482 \text{ KN} \end{array} \right. \qquad \qquad \qquad ELS \left\{ \begin{array}{l} M_t = 7,913 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -4,65 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,83 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

➤ **Calcul des armatures en travée:**

Le calcul se fera pour une section en T semis à la flexion simple.

Remarque :

Dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale 4,8 m

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,0591 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,01089 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01089}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,0364 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0364} \right] = 0,046$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,046) = 0,176 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,01089}{0,176 \times 348} = 1,77 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,77 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 1,77 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour **3HA10 = 2,36 cm²**

➤ **Ferrailage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

❖ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{6,487 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,140 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{On a, } f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,140 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec } \begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,189 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,166 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 1,12 \text{ cm}^2$$

❖ Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,6 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,056 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,072 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,174 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2,6 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 0,429 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,429 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Choix des barres

$$\text{En travée :} \dots\dots\dots A = 2,29 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui intermédiaire :} \dots\dots\dots A = 1,12 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui de rive :} \dots\dots\dots A = 0,429 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage transversal

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_t^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10\text{mm} ; 5,71\text{mm} ; 10\text{mm})$$

$$\text{On prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$\text{D'où, } A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

III.1.2.5. Résumé du ferrailage des différents planchers :

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 1), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	A 10^{-2}	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Placher habitation	Travée	10,891	0,036	4,58	17,1	1,83	1,41	3HA10 = 2,36
	Appui Inter	6,728	0,022	2,78	20,1	0,96	0,22	1HA12+1HA10 =1,92
	appui de rive	2,6	0,086	11,3	17,2	0,43	0,22	1HA10 = 0,79
Terrasse inaccessible	Travée	11,234	0,037	4,71	17,7	1,82	1,41	3HA10 = 2,36
	Appui Inter	6,531	0,021	2,65	17,8	1,05	0,22	1HA12 = 1,13
	appui de rive	2,63	0,087	11,4	17,2	0,43	0,22	1HA10 = 0,79

III.1.2.7. Vérification des poutrelles aux états limitent (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III.7. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Plancher habitation	0,827 < 3,33	3,15 > 0,43	4,28 > -0,765	14,891 < 108,135	1,065 < 3,33
Terrasse inaccessible	0,812 < 3,33	3,15 > 0,43	3,15 > -0,737	14,618 < 108,135	1,065 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.8. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M ^s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Plancher habitation	Travée	7,913	2,36	3,917	8323	1,98 < 15	Vérifiée
	Appui	- 4,823	1,92	3,60	6984,02	2,49 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	8,219	2,36	3,917	8323	1,98 < 15	Vérifiée
	Appui	-4,729	1,13	2,96	4416,64	3,16 < 15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

❖ **Conditions de la vérification de la flèche**

Données :

$$l = 4,8m \quad M_{0s} = 12,55 \text{ KN.m} \quad M_{ts} = 7,913 \text{ KN.m} \quad M_{ts} = 0,766 M_{0s}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \quad \Leftrightarrow \quad h=20 \text{ cm} > 20,17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

or $A=2,36\text{cm}^2 > 1,62\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque la deuxième et la 1ère condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.9. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	Plancher habitation	Terrasse inaccessible
L (m)	4,8	4,8
$q_{j \text{ ser}}$ (KN/m)	1,852	1,852
$q_{g \text{ ser}}$ (KN/m)	3,386	3,79
$q_{p \text{ ser}}$ (KN/m)	2,83	2,88
$M_{j \text{ ser}}$ (KN.m)	5,333	5,333
$M_{g \text{ ser}}$ (KN.m)	9,75	10,915
$M_{p \text{ ser}}$ (KN.m)	8,16	8,29
I (cm⁴)	8323	8323
I₀ (cm⁴)	18517	18517
λ_i	3,25	2,26
λ_v	1,3	0,90
σ_{st}^j (MPa)	108,33	92,45
σ_{st}^g (MPa)	180,84	120,69
σ_{st}^p (MPa)	160,02	141,92
μ_j	0,55	0,60
μ_g	0,64	0,67
μ_p	0,71	0,71

$I_{fji}(\text{cm}^4)$	44927,84	42772,99
$I_{fgi}(\text{cm}^4)$	41192,43	40081,6
$I_{fpi}(\text{cm}^4)$	38690,45	38680,45
$I_{f_{gv}}(\text{cm}^4)$	63942,36	62865,35
$f_{ji}(\text{mm})$	5,61	6,63
$f_{gi}(\text{mm})$	8,22	7,62
$f_{pi}(\text{mm})$	9,36	8,22
$f_{gv}(\text{mm})$	11,45	12,94
$\Delta f(\text{mm})$	6,98	6,91
$f_{adm}(\text{mm})$	8,02	8,6
Observation	Vérifiée	Vérifiée

➤ Schémas de ferrailage

Tableau. III.10. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher habitation			
Terrasse inaccessible			

➤ Etude de la dalle de compression

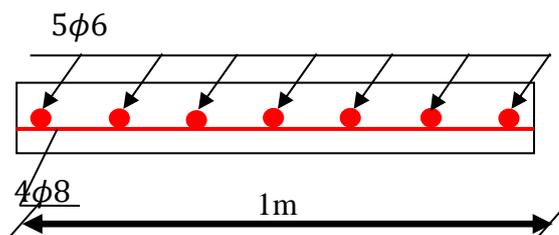


Figure III.1. Ferrailage de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Soit $\begin{cases} A_{\perp}: 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel}: 4\phi 8/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

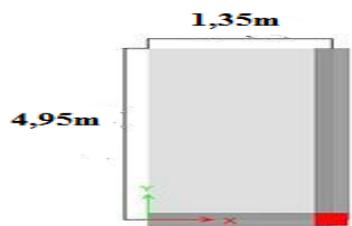
III.2. Dalle pleine :

III.2.1. Calcul des sollicitations

➤ **Dalle pleine sur deux appuis (D1) :**

Calculé à l'ELU:

On a : $L_x = 1.35\text{m}$; $L_y = 4,95\text{m}$; $\rho = 0.27$;
 On a $G = 5,36 \text{ KN/m}^2$, $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$, $e = 12 \text{ cm}$



A l'ELU $P_u = 1.35G + 1.5 Q = 12,49 \text{ KN/m}$

Figure III.2 Dalles pleines sur deux appuis.

$$P_s = 8.77 \text{ KN/ml}$$

à l'ELU: $M_{0x} = P_u \times l_x^2 / 8 = 12.49 \times 1.35^2 / 8 \rightarrow M_{0x} = 2,84 \text{ KN.m}$

à l'ELS: $M_{0x} = P_s \times l_x^2 / 8 = 8.86 \times 1.35^2 / 8 \rightarrow M_{0x} = 2.01 \text{ KN.m}$

• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

à l'ELU: $M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 2,414 \text{ KN.m}$; $M_{ax} = -0.3 M_{0x} = -0,852 \text{ KN.m}$

à l'ELS: $M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 1,708 \text{ KN.m}$; $M_{ax} = -0.3 M_{0x} = -0,603 \text{ KN.m}$

• **Calcul de l'effort tranchant : $V_u = q_u \times l_x / 2 = 8,43 \text{ KN}$**

III.2.2. Ferrailage: le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml

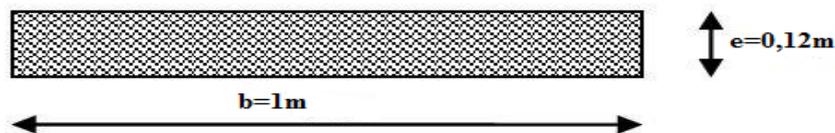


Figure III.3. Section de ferrailage de la dalle pleine

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. III.11. Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis.

Plancher		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
En travée	Selon x	2,414	0,017	0,021	0,099	0,24	0,96	4 HA10 = 3,14
	Selon y	2,414	0,017	0,021	0,099	0,24	0,96	4 HA10 = 3,14
En appui	Selon x	-0,852	0,006	0,0075	0,099	0,24	0,96	4HA10 = 3,14
	Selon y	-0,852	0,006	0,0075	0,099	0,24	0,96	4HA10 = 3,14

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

Pour une dalle dont $e \geq 12$ cm et $\rho < 0.4 \rightarrow A_{tx_{min}} = \rho_0 \times b \times e$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ (Pour des aciers HA FeE400)

$A_{tx_{min}} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2 > A_{tx_{cal}} \rightarrow$ on ferraille avec A_{min}

Les armatures de répartition : $A_{ty} = \frac{A_{tx}}{4} = 0.24 \text{ cm}^2$

on choisit: sens x: 4HA10 = 3.14 cm² sens y: 4HA10 = 3.14 cm²

Calcul de l'espacement des barres:

Sens parallèle a L_x : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow st \leq 33 \text{ cm}$ Soit : $St = 15 \text{ cm}$

Sens parallèle a L_y : $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow st \leq 45 \text{ cm}$ Soit : $St = 15 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.0843 \text{ MPa} < \tau = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

Vérification à l'ELS :

- **Etat limite de compression du béton:**

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0 \rightarrow y = 2.63 \text{ cm}$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2 \rightarrow I=3164,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 1,708 \times 10^{-3} \times 2,63 / 3164,7 \times 10^{-8} = 1.42 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

$$\sigma_s = 59,66 \text{ MPA} < 240 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Etat limite de déformation:** on vérifie les 3 conditions suivantes:

$$\frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20M0} \right) \rightarrow 0.088 > 0.0425 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{At}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 3,14 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$l \leq 8 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

le calcul de flèche n'est pas nécessaire

Type 2 (dalle sur 3 appuis) : On a : $L_x = 1.35\text{m}$; $L_y = 3.45\text{m}$. $e = 12\text{cm}$; $\rho = 0.39$

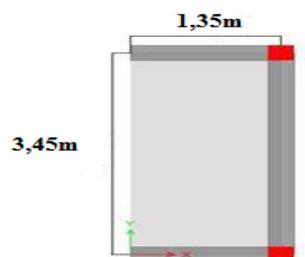


Figure.III.4. Dalles pleines sur 3 appuis.

Type 3 (dalle sur 4 appuis) : On a : $L_x = 4,5\text{m}$; $L_y = 3.45\text{m}$. $e = 14\text{cm}$; $\rho = 0.93$

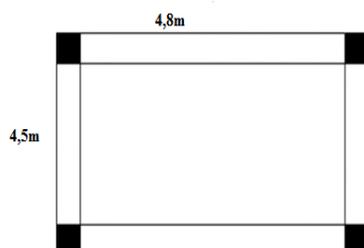


Figure.III.5. Dalles pleines sur 4 appuis

III.2.2. Calcul des sollicitations et ferrailage :

Panneaux D2, D3 : Les résultats de calcul de ferrailages des autres types de dalles pleins sont résumés dans le tableau suivants :

Tableau III.12. Ferrailage des panneaux D2, D3 :

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D2	X-X	15,95	0,112	0,149	9,4	4,87	0,96	3HA12 = 5,65
	Y-Y	4,352	0,03	0,038	9,8	1,27	0,96	3HA10 = 2,36
	Appui	5,631	0,039	0,05	9,8	1,65	0,96	3HA10 = 2,36
D3	X-X	8,585	0,042	0,053	11,7	2,10	0,15	4HA10 = 3,14
	Y-Y	7,25	0,035	0,045	11,7	1,76	0,15	4HA10 = 3,14
	Appui	3,03	0,014	0,018	11,9	0,73	1,26	4HA10 = 3,14

III.2.3. Schéma de ferrailage :

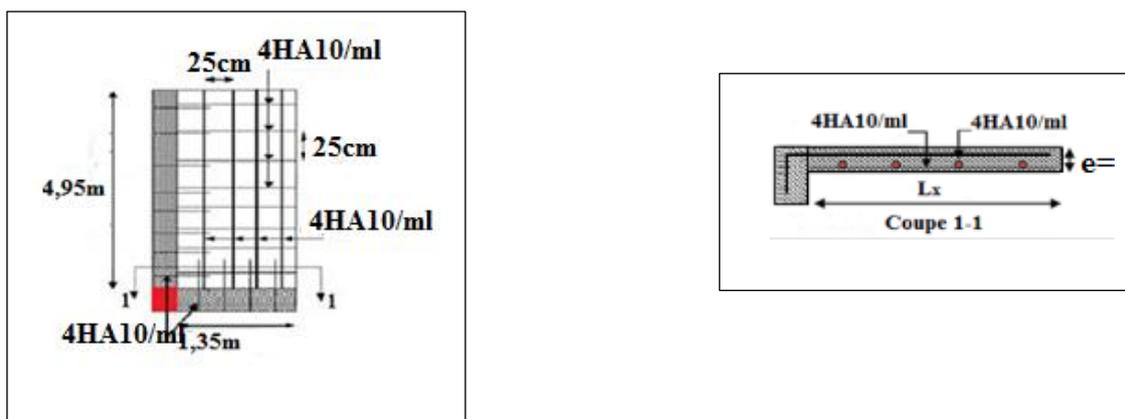


Figure. III .6. Schémas de ferrailage des dalles sur 2 appuis

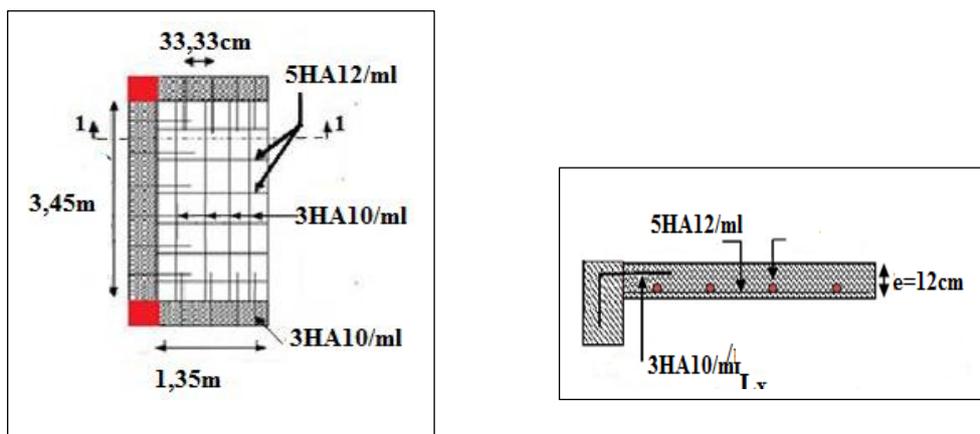


Figure.III.7.Schémas de ferrailage des dalles sur 3 appuis.

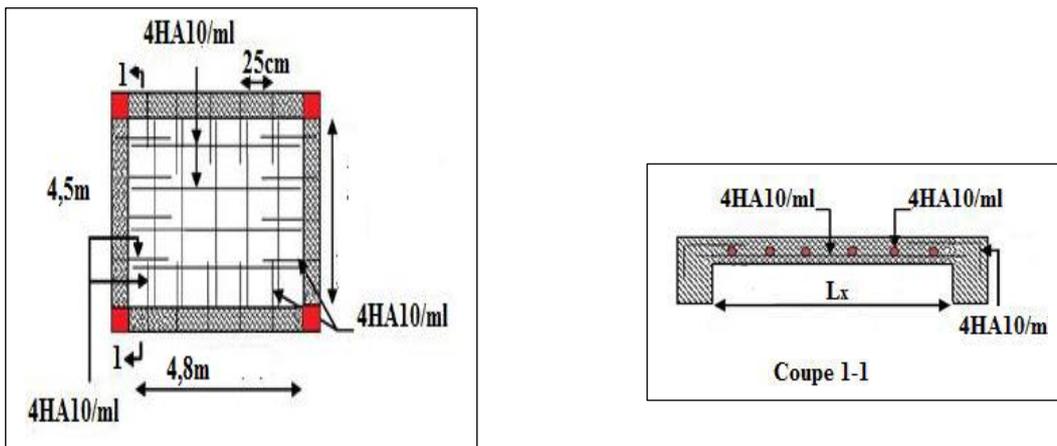


Figure. III.8. Schéma de ferrailage de la dalle D4

III.3. Etude des escaliers :

III.3.1. Evaluation de charges permanentes pour la volée 1 et 2 :

$$\text{La volée} \begin{cases} G_v = 8,8 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

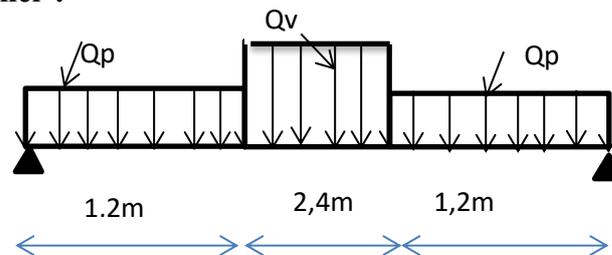
$$\text{Le palier} \begin{cases} G_p = 6,06 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Combinaisons de charge :

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) = 15,63 \text{ KN/m}^2 \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) = 11,93 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) = 11,30 \text{ KN/m}^2 \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) = 8,56 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Schéma statique de l'escalier :



- Réaction d'appuis : par la méthode RDM on trouve :

❖ ELU :

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \times 2,4 + q_p \times 2,4$$

$$R_B + R_A = 66,14 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 33,07 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 23,83 \text{ KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 33,07 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 23,83 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Les efforts internes :**

- **Tronçons 1 : $0 \leq x \leq 1,2$**

$$V(x) = 11,93x - 33,07$$

$$V(0) = -33,07 \text{ KN}$$

$$V(1,2) = -18,75 \text{ KN}$$

$$M(x) = -5,965x^2 + 33,07x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,2) = 31,09 \text{ KN.m}$$

- **Tronçons 2 : $1,2 \leq x \leq 3,6$**

$$V(x) = -18,75 + 15,639(x - 1,2)$$

$$V(1,2) = -18,75 \text{ KN}$$

$$V(3,6) = 18,75 \text{ KN}$$

$$M(x) = -7,815x^2 + 19,69x - 3,14$$

$$M(1,2) = 31,57 \text{ KN.m}$$

$$M(3,6) = 31,57 \text{ KN.m}$$

- **Tronçons 3 : $0 \leq x \leq 1,2$**

$$V(x) = 11,93x - 33,07$$

$$V(0) = -33,07 \text{ KN}$$

$$V(1,2) = -18,57 \text{ KN}$$

$$M(x) = -5,965x^2 + 33,07x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,2) = 31,09 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \times 2,4 + q_p \times 2,4$$



$$R_B + R_A = 47,66 \text{ KN}$$

- **Les efforts internes :**

- **Tronçons 1 : $0 \leq x \leq 1,2$**

$$V(x) = 8,56x - 23,83$$

$$V(0) = -23,83 \text{ KN}$$

$$V(1,2) = -13,55 \text{ KN}$$

$$M(x) = -4,28x^2 + 23,83x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,2) = 22,43 \text{ KN.m}$$

- **Tronçons 2 : $1,2 \leq x \leq 3,6$**

$$V(x) = 11,3x - 28,918$$

$$V(1,2) = -15,152 \text{ KN}$$

$$V(3,6) = 15,152 \text{ KN}$$

$$M(x) = -5,65x^2 + 15,152x$$

$$M(1,2) = 22,78 \text{ KN.m}$$

$$M(3,6) = 22,78 \text{ KN.m}$$

Tronçons 3 : $0 \leq x \leq 1,2$

$$V(x) = 8,56x - 23,83$$

$$V(0) = -23,83 \text{ KN}$$

$$V(1,2) = 13,55 \text{ KN}$$

$$M(x) = -4,28x^2 + 23,83x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,2) = 22,43 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments :**

Calcul du moment max:

$$\text{L'ELU : } dM/dx = 0 \rightarrow x = 2,77 \text{ m ; } MZ(2,77) = 45,83 \text{ KN.m } V = 33,07 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } MZ(2,78) = 33,17 \text{ KN.m ; } V = 23,83 \text{ KN}$$

III.3.2. Ferrailage des escaliers :

Les moments réels: $M_t = 0,75 M_{0\text{max}} = 34,37 \text{ KN.m}$; $M_A = -0,5 M_{0\text{max}} = -22,92 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation Maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$b = 100 \text{ cm ; } e = 18 \text{ cm ; } d = 16 \text{ cm ; } f_{c28} = 25 \text{ Mpa ; } f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa ; } f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.13. Ferrailage de volées

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adopt} (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	34,37	0,094	0,124	0,151	6,069	1,93	6HA12 = 6,79	25
Appui	-22,92	0,063	0,081	0,154	3,967	1,93	6HA10 = 4,71	25

- **Vérification à l'ELU**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0,206 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Pas d'armateurs transversaux.

➤ **Armature de répartition : $A_{repartition} \geq \frac{A_{principales}}{4}$**

En travée : $A_{rep} = 1,6975 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

En appui : $A_{rep} = 1,1775 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

Vérification à l'ELU

- **vérification des contraintes** : la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.14. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	24,87	4,78	16462,24527	7,407	15	Vérifiée
En appui	-16,59	4,10	12302,113	5,669	15	Vérifiée

Pas de risque de fissuration du béton.

- **Vérification de la flèche** :

$$\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{M_t}{20M_0}; \frac{3}{80}\right) \rightarrow 0,0375 \geq 0,0375 \quad \text{condition vérifier}$$

Donc pas de risque de la flèche.

III.3.3. Schémas de ferrailage :

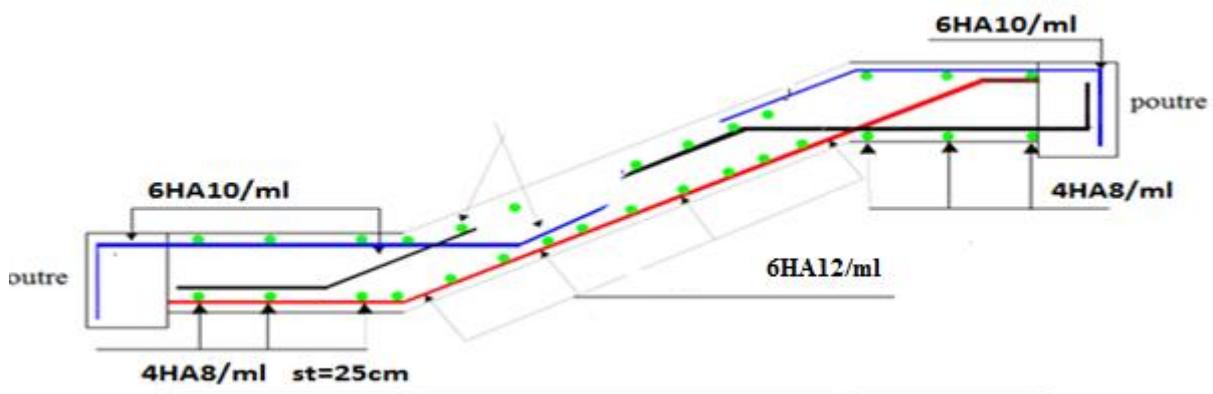


Figure. III.9. Schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant

III.3.4. Etude de la poutre palière :

$$L = 4,5 \text{ m}$$

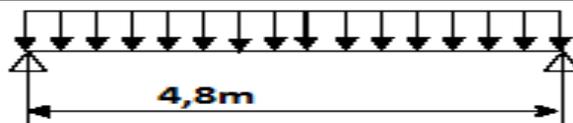


Figure. III.10. Schéma statique de la poutre palière

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 30 \leq h \leq 45 ;$$

Soit $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 35 \text{ cm}$

• Vérification des exigences du RPA

$h > 30 \text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée

$b > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée

$h / b < 4 \text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée

La poutre palière soumise à la flexion simple.

III.3.4.1. Calcul de à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre et aux charges transmises par les escaliers :

$$g_0 = 25 \times 0,35 \times 0,40 = 3,5 \text{ KN/m}$$

$$g_1 = 1,35 \times (1,53 - 0,40) = 1,525 \frac{\text{KN}}{\text{m}};$$

g_1 : poids du mur sur la poutre palière .

Charge transmise de la paillasse : ELU : $R_b = 33,07 \text{ KN}$

$$\text{ELS : } R_b = 23,83 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 \times (g_0 + g_1) + R_b \rightarrow P_u = 1,35 \times (3,5 + 1,525) + 33,07 = 39,85 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{p_u \times l}{8} = 100,87 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 85,73 \text{ KN.m} ; M_a = -0,5 M_0 = -50,44 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = 89,66 \text{ KN}$$

III.3.4.2. Ferrailage :

Tableau III.15. Résultat des Ferrailage à la flexion simple.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)
Travée	85,73	0,055	0,071	0,320	7,68	3,98
Appui	50,44	0,032	0,041	0,324	4,46	3,98

- Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0,272 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

III.3.4.3. Calcul à la torsion :

Armature transversales :

$$st < \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm} , \text{ soit } st = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{0,4 \times b \times st}{400} = 2 \text{ cm}^2$$

Soit : 2 cadres Ø8 = 2 cm²

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) \times b \times st}{0,8 \times f_e} = -0,564 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } A_t = 2 \text{ cm}^2$$

- Armature longitudinale :

$$M_{tor} = M_a = 22,92 \text{ KN. m}$$

$$M_t \text{ max} = \frac{M_t \times l}{2} = 51,57 \text{ KN. m}$$

$$\text{Avec } e = \emptyset / 6 = h / 6 = 40 / 6 = 6,66 \text{ cm} ; \Omega = [b - e] \times [h - e] = 0,094 \text{ m}^2$$

$$u = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1,236 \text{ m} ;$$

$$A_l = \frac{M_t \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : En travée : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} = 9,32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} = 6,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{ut} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau_{u_{torsion}} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times f_e} = 1,84 \text{ MPa} ; \tau_{flexion} = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0,272 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \rightarrow \tau_u = 1,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que : $\bar{\tau}_u > \tau_u$ Vérifiée

Pas de risque de rupture par cisaillement.

III.3.4.4. Ferrailage de la poutre palière :

Armatures longitudinales :

En travée :

Soit : $3HA12 + 3HA16 = 9,42 \text{ cm}^2$

En appuis :

Soit : $4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

Soit : 2 cadres $\varnothing 8 = 2 \text{ cm}^2$

III.3.4.5. Vérification à l'ELS

➤ Vérification de la contrainte de béton :

Tableau III.16. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	24,86	9,04	37205,66	6,88	15	Vérifiée
En appui	16,59	7,5	19792,84	6,31	15	Vérifiée

➤ L'état limite de déformation :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{450} = 0,088 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifier}$
- $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \rightarrow \frac{24,86}{15 \times 100,87} \rightarrow 0,088 > 0,016 \dots \dots \dots \text{vérifier}$
- $\frac{A}{b \times d} < \frac{3,6}{f_e} \rightarrow 0,0024 < 0,009 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.4.6. Schéma de ferrailage

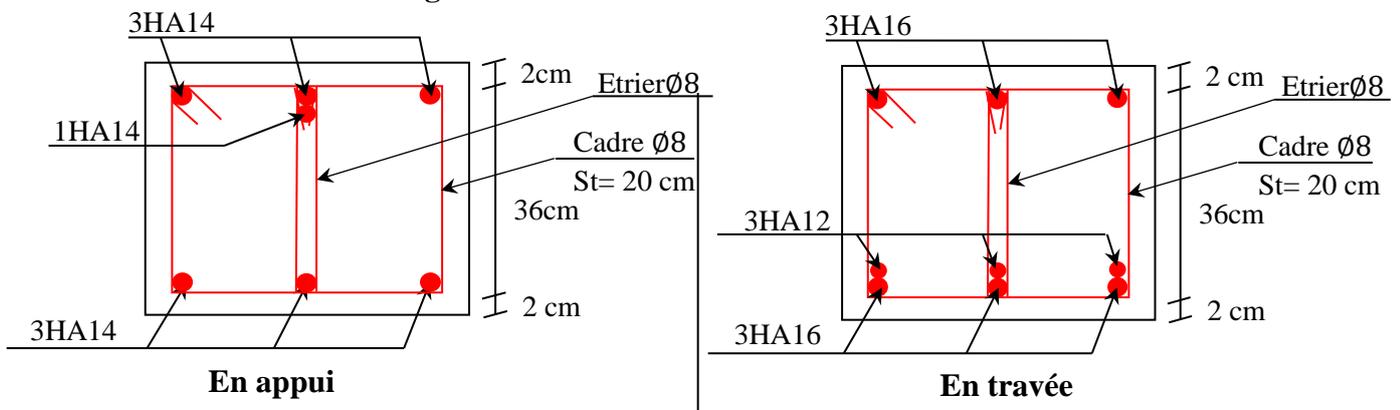


Figure III.11. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III .4. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un mur réalisé en béton armé il se calcul comme un consol encastré dans le plancher soumis à son poids propre (G) ; une force sismique (F_p) et une charge d'entretien Q.

III.4.1.Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.
- Le calcul de l'acrotère se fait sous des combinaisons suivantes :
 - ✓ ELU : $1,35G + 1,5Q$
 - ✓ ELS : $G + Q$
 - ✓ ELA : $G + Q + E$

III.4.2. Evaluation des charges :

- Le poids propre : il est déjà calculé

$$G = 2,21 \text{ KN/ml}$$

- La force sismique F_p :

D'après le **RPA93/version 2003** la force sismique pour les éléments non structuraux doit être calculée en basant

Sur la formule suivant :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

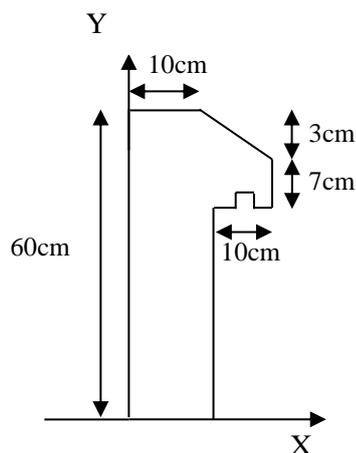


Figure III.12. Coupe transversale de

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 2,21 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

D'où $F_p = 1,06 \text{ KN}$

- La charge d'entretien Q

$$Q = 1 \text{ KN}$$

III.4.3. Calcul des sollicitations

$$\text{➤ Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6,204 \text{ cm} \\ Y_G = 33,014 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,21 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,35 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau III.17. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,21	2,98	2,21
M (KN.m)	0,95	0,9	0,6

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{0,95}{2,21} = 0,429 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée (S.P.C), le calcul se fait à la flexion simple.

D'après le **BAEL(Art4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1,2} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1,2 \text{ m}$: Longueur de flambement (h =10cm : hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{10^4 \times 0,10} = 0,00864 \text{ m}$$

D'où : $e = 0,429 + 0,02 + 0,00864 = 0,457 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 2,21 \text{ KN}$.

$M_u = N_u \times e = 2,21 \times 0,457 = 1,01 \text{ KN.m}$

III.4.4. Ferrailage de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELU :

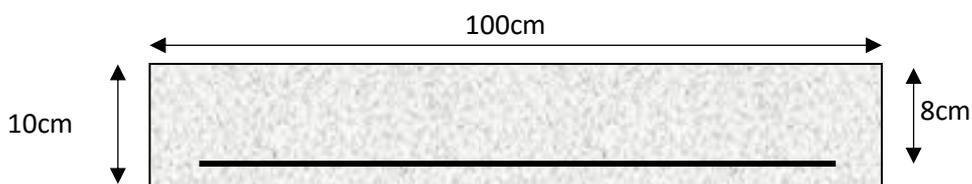


Figure III.13. Section de l'acrotère à ferrailer

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,08 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,08^2} = 0,0119 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,015 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,075 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,41 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,409 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,08 \times 2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} > A_s$$

On ferraille avec $A_t^{\min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit $A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $st = 25 \text{ cm}$

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $st = 25 \text{ cm}$

III.4.5. Vérifications nécessaires

❖ Vérification à l'ELU

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,06 + 1 = 2,06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2,06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,026 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

On a $\tau_u = 0,026 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Vérifié

❖ Vérifications à l'ELS

Calcul l'excentricité e_{ser}

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,21} = 0,27 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \Rightarrow \text{SPC}$$

✓ Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma = \frac{N \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_{ser} - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,27 - 0,05 = 0,22 \text{ m} \text{ (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90 A'}{b} (c - d') + \frac{90 A}{b} (d - c) = -0,148 \text{ m}^2 \\ q = -2 C^3 - \frac{90 A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90 A}{b} (d - c)^2 = -0,019 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,22 \times 10^{-3} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\varnothing/3) = 0,3824 \\ y_{c2} = a \cos(\varnothing/3 + 120^\circ) = -0,3796 \\ y_{c3} = a \cos(\varnothing/3 + 240^\circ) = -0,0027 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,44 \\ \varnothing = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 88,91^\circ \end{cases}$$

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,22 \leq y_c \leq 0,27$$

Donc, on prend $y_c = 0,3824 \Rightarrow y = 0,1624 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y) = 0,0134 \text{ m}^3$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,21 \times 10^{-3}}{1,34 \times 10^{-2}} \times 0,1624 = 0,026 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

❖ Vérification des contraintes dans l'acier

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \text{ avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \quad \text{Condition vérifié}$$

III.4.6. Schémas de ferrailage

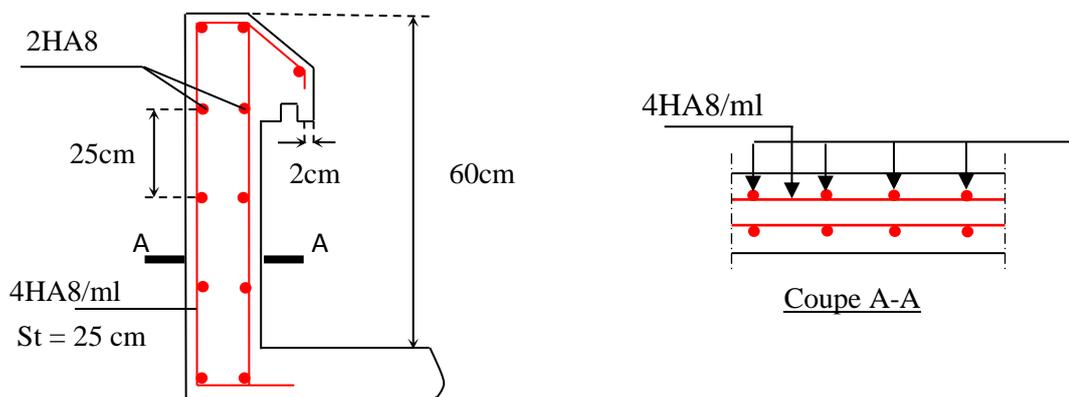


Figure II.14. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.5. Etude de la dalle de L'ascenseur :

L'ascenseur est un moyen mécanique servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. L'ascenseur est composé de deux éléments ; la cabine et le contrepoids. Les dimensions de la cabine sont fonction du nombre de personnes à transporter.

Longueur $L = 240 \text{ cm}$

Largeur $l = 160 \text{ cm}$

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

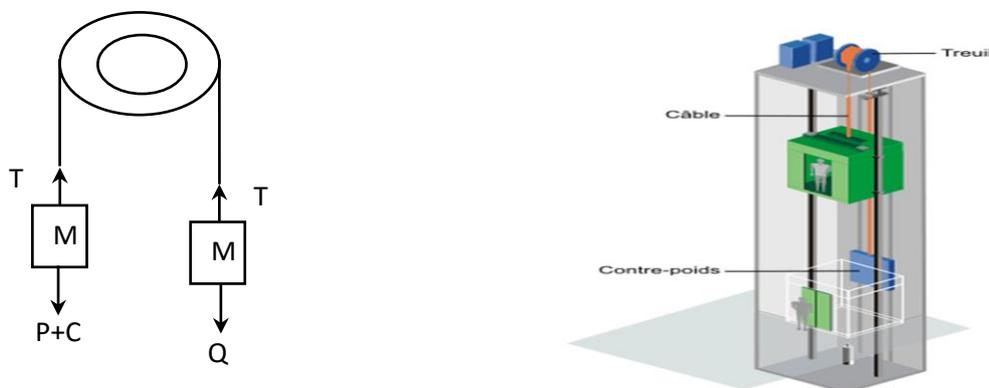


Figure III.15. Schéma statique et concept d'ascenseur

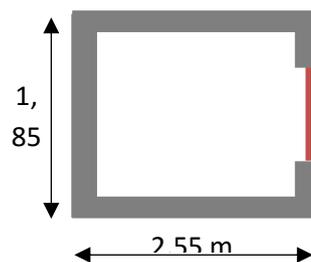


Figure III.16 .Coupe transversale

III.5.1. Les caractéristiques

- $V = 0,63 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- largeur \times longueur = $(2,55 \times 1,85) \text{ m}^2$ dimensions de la gaine.
- le poids estimatif du 8 personnes est de 630 Kg

On définit deux types de dalles qui sont :

- Dalle de salle machine (locale).
- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

Avec : $P = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 6,3 = 64,3 \text{ KN}$.

III.5.2. Dalle de salle machine (locale)

- e_0 : épaisseur de la dalle
- e : épaisseur de revêtement
- a_0 et U sont \parallel à l_x
- b_0 et V sont \parallel à l_y

La charge concentrée p est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$ elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

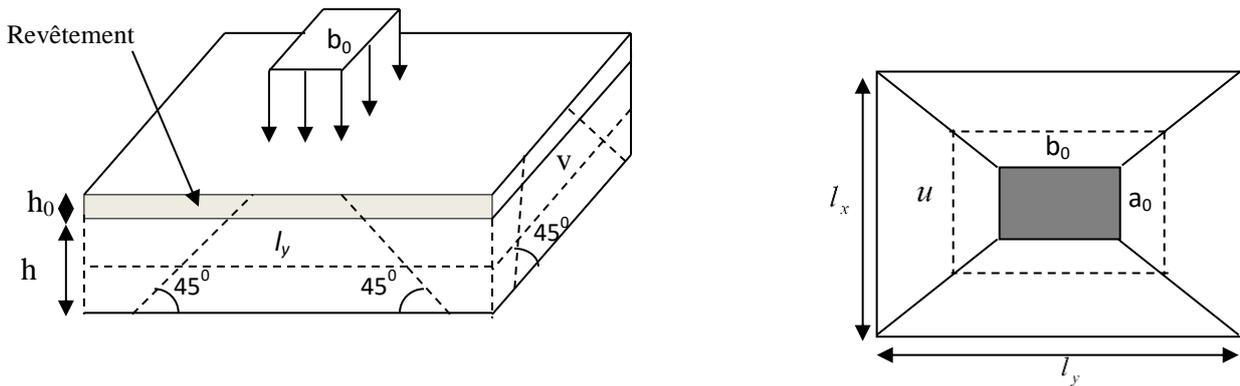


Figure III.17. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + e_0 + 2\xi \times e \\ V = b_0 + e_0 + 2\xi \times e \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0,75$ le revêtement est moins résistant.

$$\begin{cases} U = 80 + 14 + 2 \times 0,75 \times 6 = 103 \text{ cm} \\ V = 80 + 14 + 2 \times 0,75 \times 6 = 103 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Calcul à l'ELU

• Calcul des moments

❖ M_1^x et M_1^y Du système de levage :

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x , V/l_y et ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,72 ; U/l_x = 103/185 = 0,5 ; V/l_y = 103/255 = 0,4$$

$$\text{Soit } M_1 = 0,105 \quad M_2 = 0,088$$

Avec $v = 0$ à l'ELU et $v = 0,2$ à l'ELS

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 64,3 = 86,81 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,105 \times 86,81 \times (1,03 \times 1,03) \Rightarrow M_1^x = 9,67 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,088 \times 86,81 \times (1,03 \times 1,03) \Rightarrow M_1^y = 8,1 \text{ KN.m}$$

❖ M_2^x et M_2^y aux poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times q \times l_y^2 \end{cases}$$

$\rho = l_x / l_y = 0,72 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0447$$

$$\mu_y = 0,8036$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 6 cm)

$$G = 6,52 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 1 = 10,3 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0447 \times 10,3 \times 1,6^2 = 1,178 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0,8036 \times M_2^x = 0,945 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 7,83 + 1,178 = 9,008 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6,17 + 0,945 = 7,115 \text{ KN.m}$$

III.5.3. Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 7,657 \text{ KN.m} \qquad M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 6,047 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,3 M_x = -2,70 \text{ KN.m} \qquad M_{tx} = M_{ty} = -0,3 M_x = -2,14 \text{ KN.m}$$

Tableau III.18. Ferrailage de la dalle D'ascenseur

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)
Travée	7,657	0,038	0,048	0,118	1,91	1,45	4HA8 = 2,01
	-2,70	0,014	0,018	0,119	0,67	1,45	3HA8 = 1,51
Appui	6,047	0,03	0,038	0,118	1,51	1,45	4HA8 = 2,01
	-2,14	0,011	0,014	0,119	0,053	1,45	3HA8 = 1,51

➤ **Calcul de l'espacement :**

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e : 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition verifier.}$$

$$St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e : 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition verifier.}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL 91 (article A.5.2,42)**, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2(U + V) = 412 \text{ cm}$$

$$P_u = 86,83 < 432,6 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_U = T_v = \frac{P_u}{3 \times U} = \frac{86,83}{3 \times 1,03} = 28,1 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{28,1 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

III.5.4. Calcul à l'ELS :

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 7,52 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0447 \times 7,52 \times 1,6^2 = 0,860 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,8036 M_2^y = M_2^x = 0,691 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments:

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 5,87 + 0,860 = 6,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 4,57 + 0,691 = 5,441 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,3 M_x = -2,019 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 4,624 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,3 M_x = -1,632 \text{ KN.m}$$

Tableau III.19. Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	5,72	2,01	2,4	3239,14	3,8 < 15	Vérifiée
	-2,019	1,51	2,11	2528,57	1,52 < 15	Vérifiée
Appui	4,62	2,01	2,4	3239,14	3,8 < 15	Vérifiée
	-1,632	1,51	2,11	2528,57	1,35 < 15	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{e}{l} = \frac{0,14}{1,75} = 0,08 > \max\left(\frac{M_t}{20M_0}; \frac{3}{80}\right)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0017 < \frac{2}{f_e} = 0,005$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.5. Schémas de ferrailage

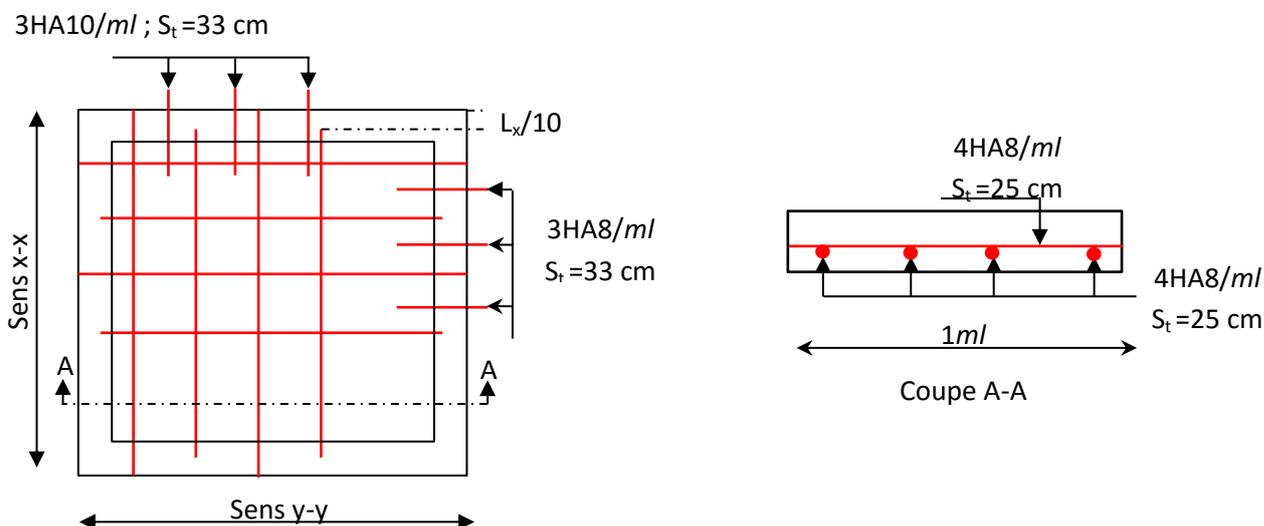


Figure III.18. Schéma de ferrailage du local machine

III.5.6. Dalle au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (160×240 et e=14cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 6,52$ KN/m²
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,6 \times 2,4} = 13,02$ KN/m².

$$- G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 19,54 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 26,38 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,666 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0447 ; \mu_y = 0,8036$$

➤ **Calcul des moments à l'ELU**

$$M_x = 0,0447 \times 26,38 \times 1,6^2 = 3,02 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,8036 M_x = 2,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 2,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,3 M_x = -0,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 2,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_y = -0,73 \text{ KN.m}$$

III.5.7. Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.20. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)
Travée	2,57	0,012	0,0158	0,119	0,62	1,45	3HA10 = 2,36
	-0,91	0,0044	0,0055	0,119	0,22	1,45	3HA8 = 1,51
Appui	2,07	0,0112	0,0127	0,119	0,50	1,45	3HA10 = 2,36
	-0,73	0,0357	0,045	0,119	0,18	1,45	3HA8 = 1,51

➤ **Calcul de l'espacement :**

$$St = 33\text{cm} \leq \min(3e : 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$St = 33\text{cm} \leq \min(4e : 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

III.5.8. Calcul à l'ELS

$$P_s = 19,54 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0447 \times 19,54 \times 1,6^2 = 2,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,8036 M_x = 1,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 1,904 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,3 M_x = -0,762 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 1,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_y = -0,54 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.21. Vérification des contraintes

Position	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	1,904	2,36	2,58	3713,72	1,74 < 15	Vérifiée
	-0,762	1,51	2,11	2528,57	0,73 < 15	Vérifiée
Appui	1,53	2,36	2,59	3713,73	1,39 < 15	Vérifiée
	-0,54	1,51	2,11	2528,57	0,59 < 15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

$$\frac{e}{l} = \frac{0,14}{1,60} = 0,087 > \max\left(\frac{M_t}{20M_0}; \frac{3}{80}\right)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,002 < \frac{2}{f_e} = 0,005$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.9. Schémas de ferrailage

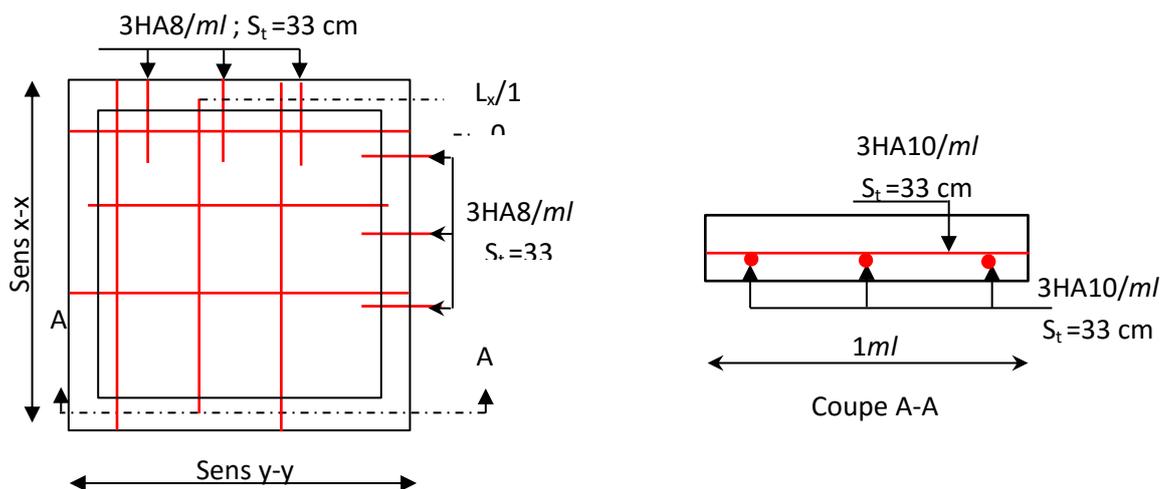


Figure III.19. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.I. Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. Elle a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

C'est pour cela qu'on fait souvent appel à de modélisation en utilisant logiciel **ETABS 2016**.

IV.2.Méthode utilisables :

Selon les règles parasismiques algériennes (**RPA99/version2003**), le calcul des forces sismiques peut être suivant trois méthodes :

- ✚ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✚ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- ✚ Méthode statique équivalent.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.2.2.Méthode dynamique :

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.3. Méthode spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

IV.3. Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = (A \times D \times Q) / R \times W \quad \text{RPA99 (2003) art (4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s RPA99/2003 (Formule 4.2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

On a un sol ferme (site S2) $\rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \end{cases}$ RPA99/2003 (Tableau 4.7)

η : Facteur de correction de l'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On a un contreventement mixte :

$$\xi = 7 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,88$$

- **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} = 0,60s & \text{RPA99/2003 (Art 4.2.4)} \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Formule 4.7)} \end{cases}$$

$H = 27,54 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_y = 21,90 \text{ m} \\ L_x = 26,75 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 0,48 \text{ s} \\ T_y = 0,52 \text{ s} \end{cases}$$

Donc, $\begin{cases} T_x = \min(0,60 \text{ s} , 0,48 \text{ s}) = 0,48 \text{ s} \\ T_y = \min(0,60 \text{ s} , 0,52 \text{ s}) = 0,52 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,95 \\ D_y = 1,85 \end{cases}$$

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure:

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A=0,15$$

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Tableau IV .1. Valeurs des pénalités

Critère (q)	Observé	P _q /x-x	Observé	P _q /y-y
1- Conditions minimales sur les files de contreventements	Oui	0	Non	0,05
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc, $\begin{cases} Q_x = 1,1 \\ Q_y = 1,2 \end{cases}$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : $W = 38975,41 \text{ KN}$

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 2508,06 \text{ KN} \\ V_{yst} = 2595,76 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.4 Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3) :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4.13)}$$

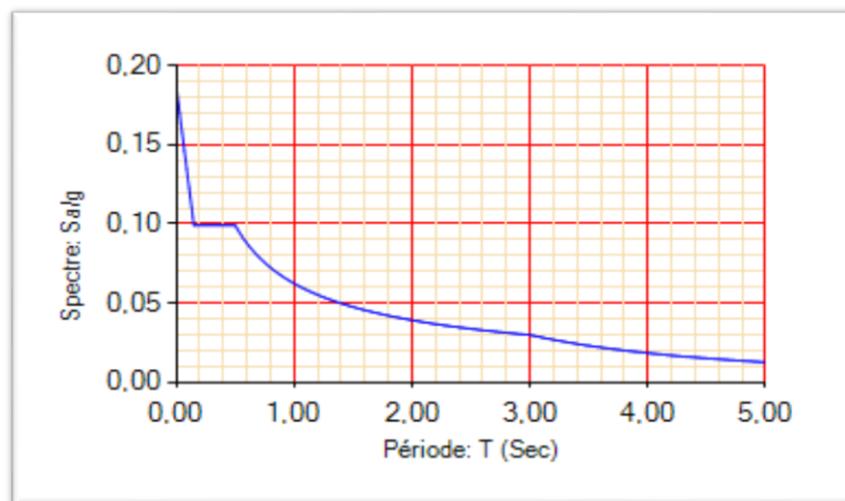


Figure IV .1. Spectre de réponse XX et YY

IV .5. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est ETABS 2016.

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adopté aux bâtiments et ouvrage de génie civil.

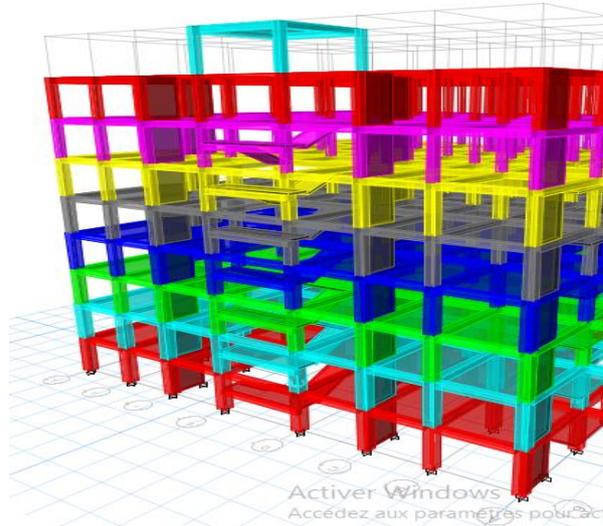


Figure IV.2. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16

IV .5.1 Disposition des voiles de contreventement :

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants :

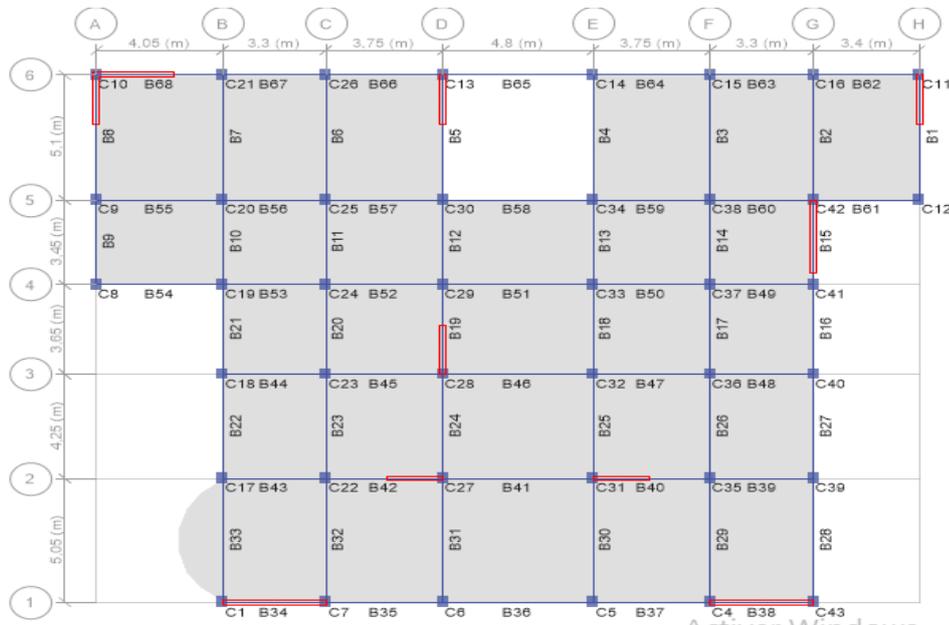


Figure IV.3. Disposition des voiles

IV .5.2. Mode de vibration et participation massique :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Mode	Période	mode individuelle (%)		Somme cumulée (%)	
		UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,515	0,6775	0,0027	0,6775	0,0027
2	0,473	0,0041	0,733	0,6815	0,7357
3	0,44	0,0252	0,005	0,7068	0,7407
4	0,17	0,1034	0,00001481	0,8101	0,7407
5	0,161	0,0006	0,1156	0,8107	0,8563
6	0,137	0,0428	0,0001	0,8536	0,8565
7	0,124	0,0029	0,0118	0,8565	0,8683
8	0,119	0,0135	0,0084	0,87	0,8767
9	0,099	0	0,00004073	0,87	0,8767
10	0,082	0,0261	0,0235	0,8961	0,9002
11	0,08	0,0254	0,0304	0,9215	0,9306
12	0,055	0,0115	0,0005	0,9331	0,9311

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le temps participation massique selon l'axe X atteint les 90 % au bout du 11^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 10^{ème} mode.

IV .5.2. Les modes de vibration :

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X (T = 0,515 s).



Figure IV.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y ($T = 0,473$ s).

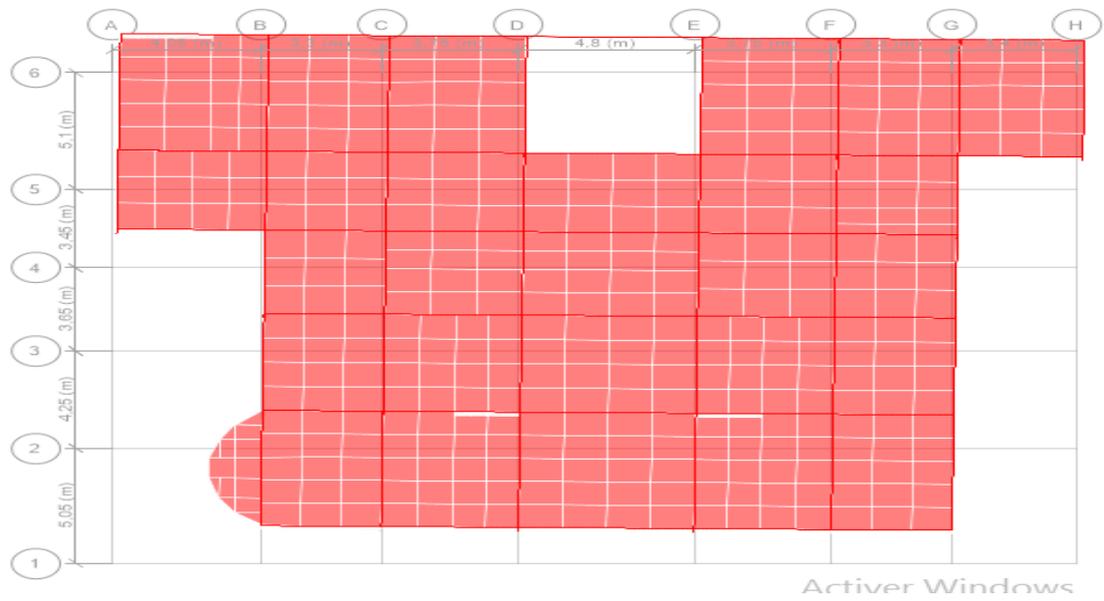


Figure IV.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y)

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z. (T = 0,44 s)



Figure IV.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z)

IV.6. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 :

IV.6.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

➤ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

➤ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	35407,98	-8717,64	80,25	19,75

D'où l'interaction voiles-portiques sous charges verticales est vérifiée.

Tableau IV .4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Story8	542,60	132,10	80,43	19,57	410,14	207,16	66,44	33,56
Story7	584,81	392,99	59,2	40,20	393,39	563,86	41,09	58,91
Story6	991,89	386,08	71,98	28,02	640,13	719,54	47,07	52,93
Story5	991,02	722,09	57,48	42,16	697,12	1003,77	40,98	59,02
Story4	1186,43	789,37	60,04	39,96	876,37	1102,49	44,28	55,72
Story3	1108,84	1052,04	51,31	48,69	875,61	1311,68	40,03	59,97
Story2	1087,83	1196,76	47,61	52,39	911,51	1433,19	38,87	61,13
Story1	1138,23	1136,59	50,03	49,97	1094,70	1359,35	44,60	55,40

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié

IV .6.2. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition du **RPA99/2003 (7.4.3.1)** suivant :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tel que :

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

fcj : la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV .5. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	γ	Observation
Story1	0,33	-1891,62	0,229	Vérifiée
Story2	0,33	-1465,80	0,178	Vérifiée
Story3	0,275	-1034,90	0,15	Vérifiée
Story4	0,275	-702,02	0,102	Vérifiée
Story5	0,225	-430,65	0,08	Vérifiée
Story6	0,225	-231,43	0,05	Vérifiée
Story7	0,157	-128,16	0,03	Vérifiée
Story8	0 ,157	-54,52	0,02	Vérifiée
Story9	0,157	-97,36	0,02	Vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit est vérifié dans tous les poteaux.

IV .6.3. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn} (KN)	$0,8 V_{st}$ (KN)	Observation
Suivant X-X	2334,8347	2006,45	vérifiée
Suivant Y-Y	2556,4095	2076,60	vérifiée

On voit bien que V_{dyn} est supérieur à 80% V_{st} , donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés .

IV .6.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
Story9	3,06	0,0084	0,042	0,050	0,008	0,0026	0,0082	0,041	0,043	0,002	0,0006
Story8	3,06	0,0106	0,050	0,046	0,007	0,0022	0,0086	0,043	0,039	0,004	0,0013
Story7	3,06	0,0093	0,046	0,038	0,008	0,0026	0,0078	0,039	0,034	0,005	0,0016
Story6	3,06	0,0077	0,038	0,03	0,008	0,0026	0,0067	0,034	0,028	0,006	0,0019
Story5	3,06	0,0060	0,03	0,021	0,009	0,0029	0,0056	0,028	0,022	0,006	0,0019
Story4	3,06	0,0043	0,021	0,013	0,008	0,0026	0,0043	0,022	0,015	0,007	0,0022
Story3	3,06	0,0027	0,013	0,007	0,006	0,0019	0,0030	0,015	0,009	0,006	0,0019
Story2	3,06	0,0014	0,007	0,002	0,005	0,0016	0,0017	0,009	0,003	0,006	0,0019
Story1	3,06	0,0004	0,002	0,000	0,002	0,0006	0,0005	0,003	0,00	0,003	0,009

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV .6.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2^{ème} ordre (**ou effet P-Δ**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$$V_K = \sum_{i=K}^n F_i : \text{Effort tranchant d'étage au niveau "k"}$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.
- ✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	θ_K	Δ_k	V_k (KN)	θ_K
Story9	3,06	224,28	0,008	75,62	0,0077	0,002	61,57	0,0023
Story8	3,06	3787,27	0,007	573,73	0,0151	0,004	598,30	0,0082
Story7	3,06	8084,51	0,008	1027,87	0,0205	0,005	1065,96	0,0123
Story6	3,06	12680,37	0,008	1422,98	0,0232	0,006	1489,55	0,0166
Story5	3,06	17525,41	0,009	1754,23	0,0293	0,006	1859,27	0,0184
Story4	3,06	22357,49	0,008	2006,52	0,0291	0,007	2153,85	0,0237
Story3	3,06	27346,40	0,006	2184,26	0,0245	0,006	2369,61	0,0226
Story2	3,06	32322,36	0,005	2292,74	0,0230	0,006	2504,41	0,0253
Story1	3,06	37470,83	0,002	2334,83	0,0104	0,003	2556,40	0,0143

Remarque :

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P- Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

IV .6.6. Conclusion :

La modélisation de notre structure s'est faite à l'aide de logiciel ETABS V16.

L'aspect architecturale a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique) vis-à-vis le RPA 99/V2003.

Nous avons vérifié les déplacements horizontaux l'effort normal réduit ainsi que l'effet du second ordre (l'effet P- Δ), ils sont avérés aussi.

Chapitre V

Calcul des éléments

Structuraux

V.1.Introduction :

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de cette action au sein de l'ouvrage.

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

➤ Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8G \pm Ex$
- $0,8G \pm Ey$

Dans notre cas les types de poutres a étudié sont :

- ✓ Poutres principales (35×40)
- ✓ Poutres secondaires (35×40)

V.2.1. Recommandation du RPA99 :

V.2.2. Armatures longitudinales: RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% de la section du béton en zone courante.
6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

V.2.3. Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$
Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.4. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS V16

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires (35×40) cm²

Niveau	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC+01 étage	Poutre Principale	35×40	Appui	65,16	227,38	4,51	7	6,88	3HA14+2HA12
			Travée	47,4		3,35		6,88	3HA14+2HA12
	Poutre secondaire	35×40	Appui	58,03	82,91	4,15	7	6,88	3HA14+2HA12
			Travée	46,47		5,12		5,65	3HA12+2HA12
Etages [3-4-5-6-	Poutre Principale	35×40	Appui	76,47	186,23	5,46	7	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	48,54		3,81		7,70	3HA14+2HA14

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

7]	Poutre secondaire	35×40	Appui	71,64	87,45	5,11	7	6,88	3HA14+2HA12
			Travée	50,07		3,83		6,88	3HA14+2HA12
Etages [8-9]	Poutre Principale	35×40	Appui	77,74	95,9	5,55	7	6,03	3HA16
			Travée	58,49		4,18		4,62	3HA14
	Poutre secondaire	35×40	Appui	52,02	45,17	3,71	7	4,62	3HA14
			Travée	44,33		3,17		4,62	3HA14

Armatures transversales

- Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 35) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 35) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (35 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (35 \times 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

- Calcul des espacements St

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } St \leq \frac{h}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

- Calcul des longueurs de recouvrement

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50 \text{ cm}$.

V.2.5. Vérifications nécessaires

V.2.5.1. Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 56 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 84 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

V.2.6. Vérifications à l'ELU

V.2.6.1. Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,47 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,47 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

V.2.6.2. Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (MPA)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPA)	Observation
Principale	227,38	1,856	3,33	Vérifiée
Secondaires	87,45	0,713	3,33	Vérifiée

V.2.6.3. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V^{\max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	227,38	77,47	8,01	6,5	1,36	Vérifiée
Secondaires	87,45	71,64	6,88	2,51	0,89	Vérifiée

V.2.7. Vérification à l'ELS :

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

V.2.7.1. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Travée	42,69	6,88	11,71	74519,48	6,7	15	Vérifiée
	Appui	-56,53	6,88	11,71	74519,48	8,88	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	31,72	5,65	10,82	63842,64	5,37	15	Vérifiée
	Appui	-26,8	6,88	11,71	74519,48	4,21	15	Vérifiée

V.2.7.2. Vérification de l'état limite de déformation :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$$

$$2) A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

$$\text{Poutres principales : } \begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 29,45\text{cm} \\ A = 6,88\text{cm}^2 < A_f = 12,86 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

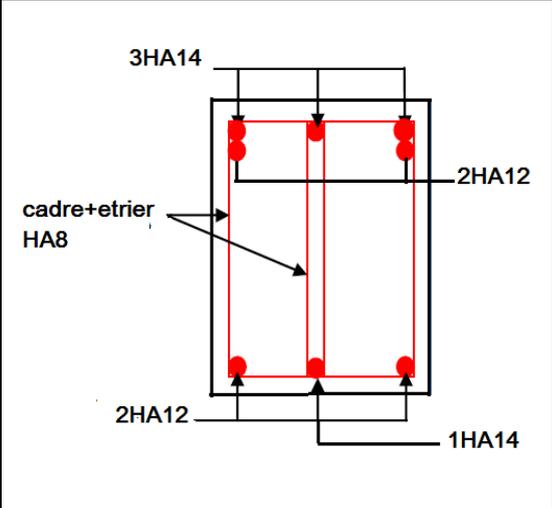
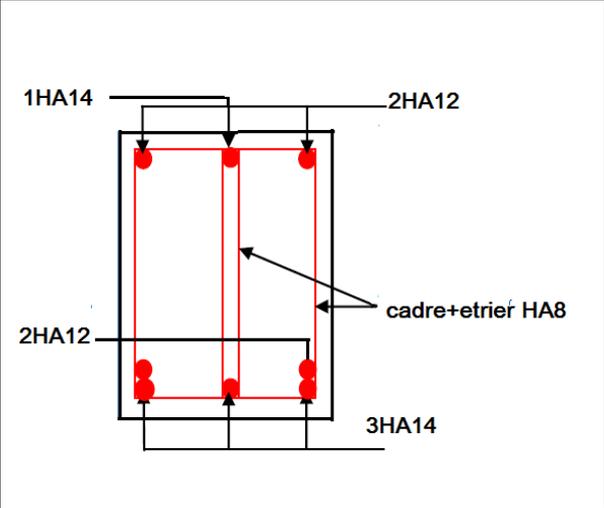
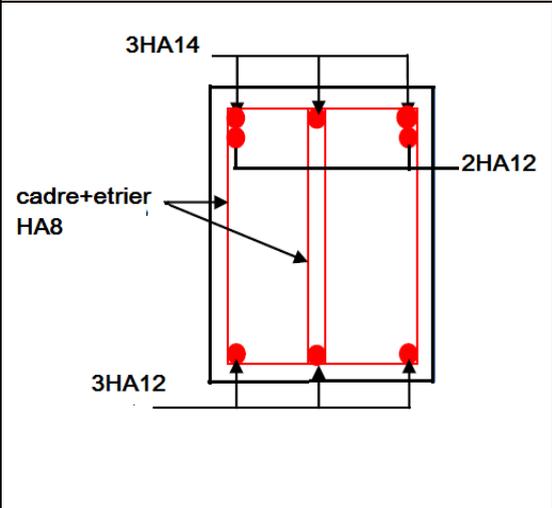
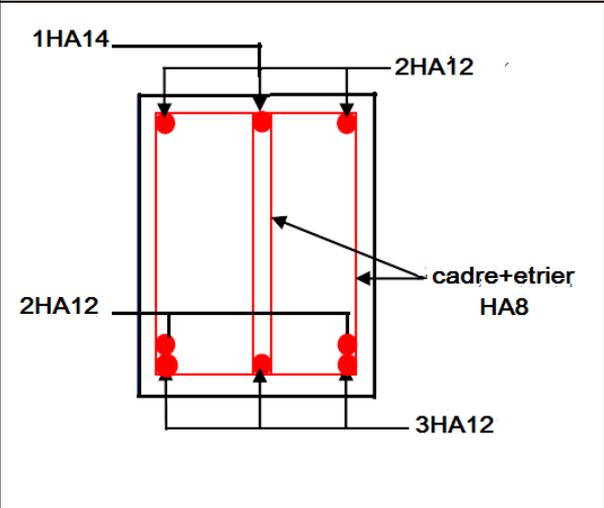
Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 27,9 \text{ cm} \\ A = 6,88\text{cm}^2 < A_f = 12,86 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.8. Schémas de ferrailage des poutres :

Tableau V.5. Schémas de ferrailage des différentes poutres

RDC+01étage			
Poutre principale			
	En appui	En Travée	
Poutre Secondaire			
	En appui	En Travée	
Etages [3-4-5-6-7]			

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

Poutre principale	<p>3HA14 cadre+étrier HA8 3HA12 3HA14</p>	<p>3HA12 2HA14 cadre+étrier HA8 3HA14</p>
	En appui	En Travée
Poutre Secondaire	<p>3HA14 cadre+étrier HA8 2HA12 2HA12 1HA14</p>	<p>1HA14 2HA12 cadre+étrier HA8 2HA12 3HA14</p>
	En appui	En Travée
Etages [8-9]		
Poutre principale	<p>3HA16 cadre+étrier HA8 3HA14</p>	<p>3HA16 cadre+étrier HA8 3HA14</p>
	En appui	En Travée

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

	En appui	En Travée
Poutre Secondaire		
	En appui	En Travée

V. 3. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8G \pm Ex$
- $0,8G \pm Ey$

$$\begin{cases} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

V.3.1. Recommandations

V.3.1.1. Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{min} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

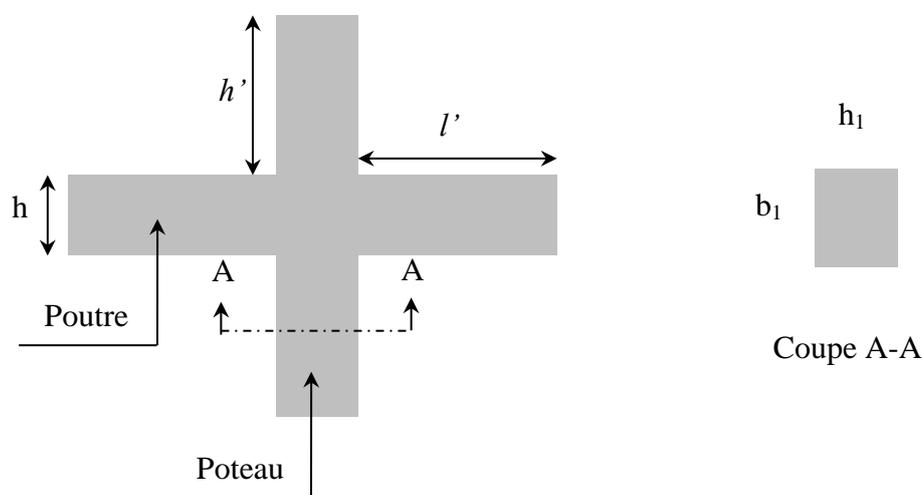


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

Tableau V.6. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone Courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{ère} étage	55×60	26,4	132	198
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×55	22	110	165
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×50	18	90	135
6 ^{ème} et 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	35×45	12,6	63	94

V.3.1.2. Armatures transversales :

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ: Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t, il suffit de fixer l'espaceur (t) tout en respectant les conditions suivantes :

- ✓ **En zone nodale** : $t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$zone IIa
- ✓ **En zone courante** : $t \leq 15 \phi_l^{min}$ zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8 \% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8 \% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

V. 3.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS.V16, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

Tableau V.7. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
RDC et 1ème étage	-1891,62	- 49,96	951,9	29,83	-161,28	-938,98	195,47
2ème et 3ème étage	-1325,31	- 19,31	396,14	7,61	162,64	-717,27	193,83
4ème et 5ème étage	-865,94	- 15,76	68,58	3,14	133,71	- 487,93	156,53
6ème et 7ème et 8ème étage	-439,96	- 10,13	79,09	31,37	77,56	-203,39	92,26

V.3.3. Calcul du ferrailage :

V.3.1.1. Ferrailage longitudinal :

Tableau V.8. Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC et 1ème étage	55×60	31,28	26,4	32,16	16HA16
2ème et 3ème étage	50×55	20,25	22	22,24	8HA16+4HA14
4ème et 5ème étage	45×50	13,1	18	18,47	12HA14
6ème et 7ème et 8ème étage	35×45	6,64	12,6	13,57	12HA12

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

V.3.3.2. Ferrailage transversales :

Tableaux V.9. Ferrailage transversales des poteaux

Sections	ϕ_l^{min} (cm)	l_f (cm)	λ_g	V (KN)	t_{zn} (cm)	t_{zc} (cm)	ρ	A_t (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	Choix des barres
55×60	1,6	214,2	3,57	195,47	10	15	3,75	4,58	4,4	4,71	6HA10
50×55	1,4	214,2	3,89	192,09	10	15	3,75	4,5	5,22	5,50	7HA10
45×50	1,4	214,2	4,28	156,53	10	15	3,75	4,4	3,96	4,71	6HA10
35×45	1,2	214,2	4,765	80,49	10	15	3,75	2,51	2,43	3,02	6HA8

V.3.4. Vérifications nécessaires

V.3.4.1. Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification au flambement des différents poteaux

Section	N (KN)	i (m)	λ	α	(Br ≥ Br ^{calc})		Observation
					Br	Br ^{calc}	
55×60	1891,62	0,173	13,47	0,825	0,3074	0,1042	Vérifiée
50×55	1325,31	0,158	14,82	0,821	0,2544	0,0734	Vérifiée
45×50	865,94	0,144	16,46	0,814	0,2064	0,0448	Vérifiée
35×45	439,96	0,129	21,17	0,792	0,1419	0,0252	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

V.3.4.2. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement. Cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau. On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} \leq \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{yy}} \times V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

On a $A' = 0$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton

Sectio n	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy} (m ⁴)	N _{ser} (MN)	M _{ser} (MN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observatio n
55×60	58	32,16	17,2	42,8	0,023 3	0,32	0,0072 8	1,022	15	Vérifiée
50×55	53	22,24	30,2 5	24,5 7	0,008 8	0,62 9	0,0113 6	2,67	15	Vérifiée
45×50	48	18,47	27,2 5	22,8 4	0,005 9	0,96 3	0,0139 3	4,92	15	Vérifiée
35×45	43	13,57	24,8 4	20,1 6	0,003 4	1,32 7	0,0064 6	8,8	15	Vérifiée

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

IV.3.4.3. Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

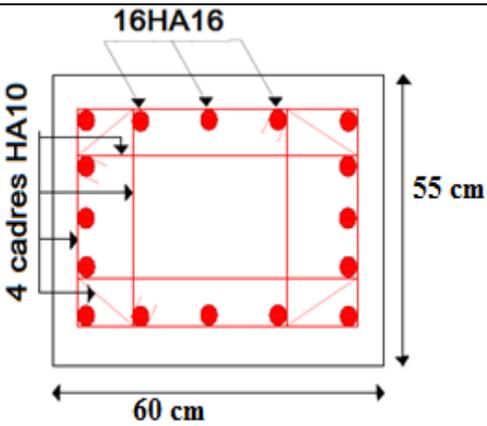
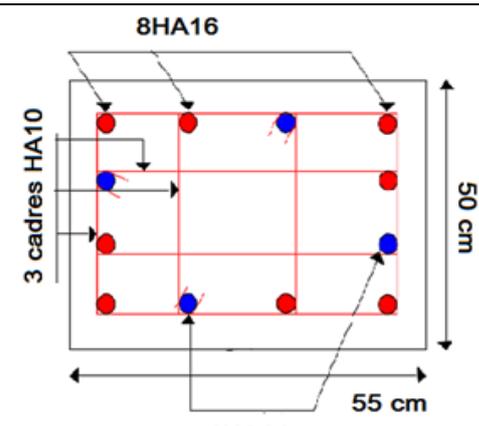
Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

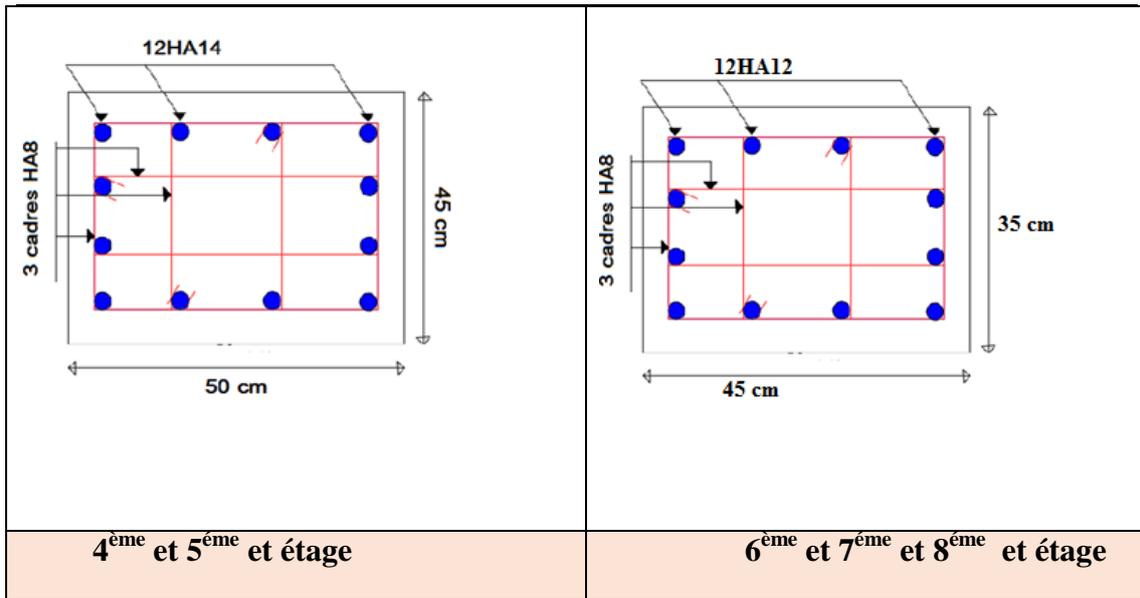
Tableau .V.12. Vérification des contraintes de cisaillement

Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V (KN)	σ(MPa)	σ̄(MPa)	Observation
55×60	214,2	3,89	0,04	58	195,47	0,612	1	Vérifiée
50×55	214,2	4,28	0,04	53	192,09	0,724	1	Vérifiée
45×50	214,2	4,76	0,04	48	156,53	0,724	1	Vérifiée
35×45	214,2	6,12	0,075	43	80,49	0,534	1	Vérifiée

V.3.5. Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.13. Schémas de ferrailage des différents poteaux

	
RDC et 1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage



V.3.6. Vérification de la zone nodale

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

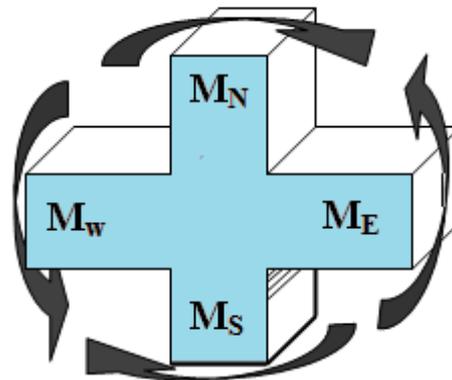


Figure V.2. Répartition des moments dans les zones nodales

V.3.7. Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

V.3.7.1 Moments résistants dans les poutres :

Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres principales

Niveau	Local	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC et 01 étages	PP	35×40	36	6,88	86,19
	PS	35×40	36	6,88	86,19
étages 3 4 5 6 7	PP	35×40	36	8,01	100,35
	PS	35×40	36	6,88	86,19
étages 8 9	PP	35×40	36	6,03	75,54
	PS	35×40	36	4,62	57,87

V.3.7.2 Moments résistants dans les poteaux

Tableau V.15. Moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC et 1 ^{ère} étage	55×60	54	32,17	604,35
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×55	49,5	22,24	388,27
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×50	45	18,47	289,24
6 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35×45	40,5	13,57	191,25

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

V.3.8. Vérification de la zone nodale dans les différents étages :

Tableau V.16. Vérification de la zone nodale

Niveau	Poutres	$M_w = M_e$	$1,25 (M_w + M_e)$	$M_n = M_s$	$M_n + M_s$	Observation
RDC et 1 ^{er} étage	PP	86,19	215,47	604,35	1208,7	Vérifiée
	PS	86,19	215,47	604,35	1208,7	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	PP	100,35	250,87	388,27	776,54	Vérifiée
	PS	86,19	215,47	388,27	776,54	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	PP	100,35	250,87	289,48	587,48	Vérifiée
	PS	86,19	215,47	289,48	587,48	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	PP	75,54	188,85	191,25	382,5	Vérifiée
	PS	57,87	144,675	191,25	382,5	Vérifiée

V.4. Étude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les voiles seront calculés en flexion composée avec l'effort tranchant, avec des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

V.4.1. Recommandation du RPA99 version 2003

V.4.1.1. Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton.

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V.4.1.2. Armatures horizontal : (RPA99/version 2003 Art 7.7.4.2)

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchant, disposée en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement.

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \emptyset$.
- Les deux nappes d'armatures horizontales sont reliées par des épingles (4 épingles au m).

V.4.1.3. Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40Φ → pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ → pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.1.4. Exemple de calcul :

Les sollicitations de calcul son extraire directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Sollicitations maximales dans le voile V_{X_3}

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC et 1ème étage	-1062,47	-10,71	-241,38	-1033,95	259,06	233,4	114,54

V.4.1.5. Ferrailages de voile V_{X_3} :

➤ Calcul du ferrailage

On va expose un seul exemple de calcul et les autres seront résumé dans un tableau. Prenons exemple de calcul de voile V_{X_3}

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

$$L = 1,8 \text{ m}, d = 1,75 \text{ m}, e = 0,15 \text{ m}.$$

$$N_{min} = -259,06 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 233,4 \text{ KN.m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0,91 \text{ m} > \frac{l}{2} = 0,9 \text{ m}$$

⇒ le centre de pressions est à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 233,4 + 259,06 \times \left(1,75 - \frac{1,8}{2} \right) = 453,6 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{453,6 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,75^2 \times 18,48} = 0,053$$

$$\mu_{bu} = 0,053 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,193$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,6 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{453,6 \times 10^{-3}}{1,6 \times 400} = 7,08$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 7,08 \times 10^{-4} - \frac{259,06 \times 10^{-3}}{400} = 0,61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 0,61 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 8\text{HA}8 = 4,02 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures minimales dans tout le voile

$$\text{Selon RPA99/2003 on a : } A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,15 \times 1,75 = 3,93 \text{ cm}^2$$

❖ Longueur de la partie tendue L_t

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% b \times l_t$$

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{259,06 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,8} + \frac{233,4 \times 10^{-3}}{0,0729} \times 0,9 = 3,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{259,06 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,8} - \frac{233,4 \times 10^{-3}}{0,0729} \times 0,9 = -1,92 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{1,92 \times 1,8}{3,84 + 1,92} = 0,6 \text{ m}$$

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% \times 0,15 \times 0,6 = 1,8 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{min}^c = 0.1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 1,8 - 2 \times 0,6$$

$$l_c = 0,6 \text{ m}$$

$$A_{min}^c = 0.1\% \times 0,15 \times 0,6 = 0,9 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA10 = 1,57 cm²

✓ Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 22,5 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 10 \text{ cm}$ sur une longueur de L/10 du voile

- $S_t = 15 \text{ cm}$ en dehors de L/10 du voile

-

➤ Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 114,54 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 114,54 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,75} = 0,61 \text{ MPa}$$

✓ Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 22,5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0,61 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.15\% b \times S_t = 0,45 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 0,57 \text{ cm}^2$ 2HA10 = 1,57 cm²

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

Tableau V.18. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	RDC+1 ^{er} etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
l (m)	1,8	1,8	1,8	1,8
e (m)	0,15	0,15	0,15	0,15
N (KN)	259,06	60,05	19,68	16,08
M (KN.m)	233,4	130,47	85,13	49,9
d (m)	1,75	1,75	1,75	1,75
V (KN)	114,54	67,15	65,85	49,84
τ (MPa)	0,61	0,358	0,35	0,27
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm²)	0,61	0,35	0,73	0,31
A_{min} (cm²)	5,25	5,25	5,25	5,25
I (m⁴)	0,0729	0,0729	0,0729	0,0729
v (m)	0,9	0,9	0,9	0,9
σ_1 (MPa)	3,84	2,01	1,24	0,75
σ_2 (MPa)	-1,92	-1,57	-1,09	-0,63
l_t	0,6	0,9	0,84	0,84
l_c	0,6	0,08	0,12	0,12
A_{min}^{tendu} (cm²)	1,8	2,82	2,5	2,5
A_{min}^{comp} (cm²)	0,9	0,2	0,18	0,18
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
A_{vT}^{adop}	10HA10=7,85	10HA10 =7,85	10HA10 = 7,85	10HA10 = 7,85

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

(cm ²)				
A_{vC}^{adop} (cm ²)	4HA8=2,01	4HA8=2,01	4HA8=2,01	4HA8=2,01
A_h^{cal} (cm ²)	0,57	0,335	0,44	0,33
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01

Tableau V.19. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC+1 ^{er} etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
l (m)	3,3	3,3	3,3	3,3
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
N (KN)	99,17	96,84	77,07	48,28
M (KN.m)	1095,43	825,99	313,48	83,78
d (m)	3,25	3,25	3,25	3,25
V (KN)	412,18	357,94	227,37	83,21
τ (MPa)	0,88	0,77	0,49	0,179
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm²)	7,32	5,21	-1,44	-0,179
A_{min} (cm²)	9,9	9,9	9,9	9,9
I (m⁴)	0,5989	0,5989	0,5989	0,5989
v (m)	1,65	1,65	1,65	1,65
σ_1	3,16	2,43	0,98	0,30
σ_2	2,86	2,11	-0,747	-0,157

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

(MPa)				
l_t	1,56	1,53	1,42	1,13
l_c	0,18	0,23	0,44	1,03
A_{min}^{tendu} (cm ²)	6,24	6,12	5,68	4,13
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,36	0,46	0,88	2,06
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
A_{vT}^{adop} (cm ²)	14HA10=11	14HA10 = 11	14HA10 = 11	14HA10 = 11
A_{vC}^{adop} (cm ²)	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	8HA8=4,02
A_h^{cal} (cm ²)	1,1	0,96	0,61	0,22
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10=1,57	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01

Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{Y3} dans tous les niveaux

Niveau	RDC+1 ^{er} etage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
l (m)	2	2	2	2
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
N (KN)	-1538,33	- 1108,40	- 803,36	- 433,8
M (KN.m)	- 688,90	16,29	15,79	20,38
d (m)	1,95	1,95	1,95	1,95
V (KN)	705,75	733,18	715,83	585,40
τ (MPa)	2,53	2,63	2,56	2,10

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	9,47	13,44	9,80	5,21
A_{min} (cm ²)	6	6	6	6
I (m ⁴)	0,133	0,133	0,133	0,133
v (m)	1	1	1	1
σ_1 (MPa)	9,01	2,89	2,11	1,23
σ_2 (MPa)	-1,33	2,649	1,88	0,92
l_t	0,257	0,95	0,94	0,85
l_c	1,48	0,1	0,12	0,3
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,028	5,92	3,76	3,4
A_{min}^{comp} (cm ²)	2,96	0,2	0,24	0,6
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
A_{vT}^{adop} (cm ²)	10HA10=7,85	10HA10 =7,85	10HA10 = 7,85	10HA10 = 7,85
A_{vC}^{adop} (cm ²)	4HA8=2,01	4HA8=2,01	4HA8=2,01	4HA8=2,01
A_h^{cal} (cm ²)	3,16	3,28	3,21	2,62
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{Y4} dans tous les niveaux

Niveau	RDC+1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage
l (m)	3	3	3	3
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
N (KN)	-1531,4	- 1046,61	- 699,78	- 362,68
M (KN.m)	- 1192,56	- 553,28	156,43	169,53
d (m)	2,95	2,95	2,95	2,95
V (KN)	- 393,07	- 307	- 148,03	- 66,2
τ (MPa)	0,93	0,72	0,35	0,157
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm²)	7,59	8,01	7,38	3,11
A_{min} (cm²)	9	9	9	9
I (m⁴)	0,45	0,45	0,45	0,45
v (m)	1,5	1,5	1,5	1,5
σ_1 (MPa)	6,52	3,58	1,68	1,169
σ_2 (MPa)	-1,42	-0,1	0,646	0,04
l_t	0,83	0,081	0,83	1,44
l_c	1,34	2,82	1,33	0,12
A_{min}^{tendu} (cm²)	3,32	0,324	3,32	5,76
A_{min}^{comp} (cm²)	2,68	5,66	2,66	0,24
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
A_{vT}^{adop}	8HA12=9,05	8HA12 =9,05	8HA12 = 9,05	8HA12= 9,05

Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

(cm ²)				
A_{vC}^{adop} (cm ²)	4HA8=2,01	4HA8=2,01	4HA8=2,01	4HA8=2,01
A_h^{cal} (cm ²)	1,16	0,9	0,43	0,196
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57

V.4.1.6. Schéma de ferrailage :

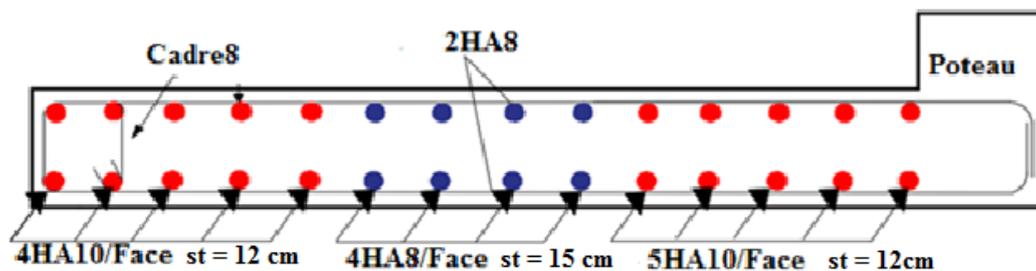


Figure V.3. Schéma ferrailage du voile V_{x3} de RDC.

V.5. Conclusion :

Les éléments structuraux ont un rôle très important dans la transmission des charges verticales et horizontales ; pour cela ces derniers doivent être bien dimensionnés et bien armés.

Les éléments principaux ont été ferrillés avec les sollicitations obtenues du logiciel « ETABS », en respectant le code BEAL, puis comparés à celui du RPA99 ainsi qu'il a été opté le maximum des deux.

Toutes les vérifications exigées par ces règlements ont été vérifiées tout en respectant les deux critères : la résistance et l'économie.

Chapitre VI

Etude de

L'infrastructure

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles de l'ouvrage, car elle doit reprendre les Charges de la superstructure et les transmettes au sol de façon à assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage et de limiter les tassements différentiels.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

VI.2. Choix du type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

La capacité portante du sol d'assise.

La distance entre axes des poteaux.

Les charges transmises au sol.

La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1/10 de la hauteur de bâtiment de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.4bars$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$\checkmark G + Q \pm E$$

$$\checkmark 0.8G \pm E$$

RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.3. type de fondation.

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 44189.15KN$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 315.63m^2 \Rightarrow S_{radier} \geq 315.63m^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_{bat} = L_x \times L_y = 28.25 \times 23.4 = 661.05m^2$$

Donc on prend $S_{radier} = 661.05m^2 \Rightarrow$ un radier sans débord.

VI.4. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Les charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.4.1. Pré dimensionnement

VI.4.1.1. La condition de coffrage

✓ **Nervure:** $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{510}{10} = 51cm \Rightarrow h_t = 60cm \dots \dots \dots (1)$

✓ **Dalle:** $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{510}{20} = 25.5cm \Rightarrow h_r = 35cm$

$L_{max} = 5.1m$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

h_t : Hauteur de la nervure.

h_r : Hauteur du radier.

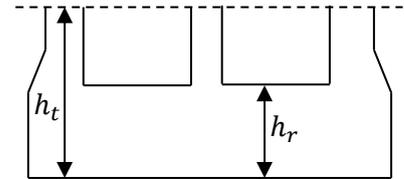


Figure VI.1. Dimensions du radier.

VI.4.1.2. La condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E: Module d'élasticité du béton $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I: Inertie de la section du radier.

K: Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b: La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a : $I = \frac{a \times b^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h \geq 0.74m \dots \dots \dots (2)$

A partir des deux conditions (1) et(2) on adopte pour les dimensions suivantes :

La hauteur nervure: $h_t = 75cm$

La hauteur de radier: $h_r = 35cm$

VI.4.2. Les Vérifications nécessaires

VI 4.2.1. Vérification au poinçonnement

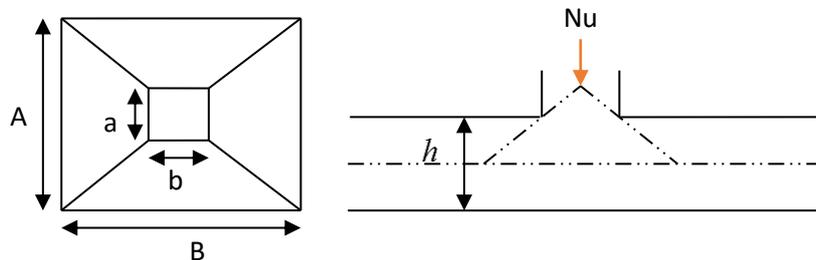


Figure VI.2. Présentation de zone d'impact de la charge compactée.

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases};$$

On $\Rightarrow A = 0.6 + 0.75 = 1.35m$

$B = 0.55 + 0.75 = 1.3m$

On trouve $U_c = 5.3 m$

$N_u = 1891.6269 \leq 0.045 \times 5.3 \times 0.75 \times \frac{25 \times 1000}{1.5} = 2981.25$ (La condition est vérifiée).

\Rightarrow Pas risque au poinçonnement. [3]

VI.4.2.2. Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a)

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$ Avec : $\sigma_{(max,min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x: Moments sismiques à la base tirée du logiciel ETABS, V16.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 10.09 m ; I_{xx} = 109720 m^4 \\ Y_G = 13.39 m ; I_{yy} = 68992 m^4 \\ S = 661.05 m^2 \end{cases}$$

Dans le sens x-x :

$N = 44189.15KN ; M_X = 500715KN.m$

$\sigma_{max} = \frac{44189.15 \times 10^{-3}}{661.05} + \frac{500715 \times 10^{-3} \times 13.39}{109720} = 0.127Mpa < \sigma_{sol} = 0.14Mpa$

$\sigma_{min} = \frac{44189.15 \times 10^{-3}}{661.05} - \frac{500715 \times 10^{-3} \times 13.39}{109720} = 0.048Mpa < 0.14Mpa$

$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.127 + 0.048}{4} = 0.107Mpa \leq \sigma_{sol} = 0.14Mpa$

\Rightarrow La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

Dans le sens y-y :

$N = 44189.15KN ; M_Y = 587677KN.m$

$\sigma_{max} = \frac{44189.15 \times 10^{-3}}{661.05} + \frac{587677 \times 10^{-3} \times 10.09}{68992} = 0.134Mpa < \sigma_{sol} = 0.14Mpa$

$\sigma_{min} = \frac{44189.15 \times 10^{-3}}{661.05} - \frac{587677 \times 10^{-3} \times 10.09}{68992} = 0.02Mpa < \sigma_{sol} = 0.14Mpa$

$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.134 + 0.02}{4} = 0.105Mpa \leq \sigma_{sol} = 0.14Mpa$

\Rightarrow la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

VI.4.2.3. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) du **RPA99/2003**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement: [1]

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens x-x : \hat{u}

$$e = \frac{50071}{44189.15} = 1.13m < \frac{28.25}{4} = 7.06m \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

Dans le sens y-y :

$$e = \frac{587677}{44189.15} = 1.32m < \frac{23.4}{4} = 5.85m \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

\Rightarrow Pas risque au renversement dans les deux sens.

VI.4.2.4. Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s = 1.5$ Coefficient de sécurité.

$H = 3.06m$ Hauteur encrée du bâtiment

$S = 661.05cm^2$, surface du radier.

$\gamma_w = 10KN/m^3$, Poids volumique de l'eau.

$N = 44189.15 KN$

$$N_u = 44189.15KN \geq P = 1.5 \times 3.06 \times 661.05 \times 10 = 30342.2KN \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

La condition est vérifiée. \Rightarrow Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivé de l'eau.

VI.4.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poid propre de radier

$$G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0.35 = 8.75KN/m^2$$

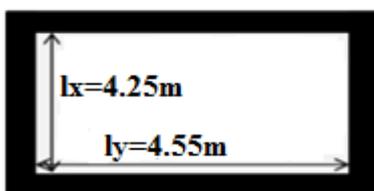


Figure VI.3 Panneau de dalle.

$$l_x = 4.25m, l_y = 4.55m$$

VI.4.3.1. Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{60632.93}{661.05} + 1.35 \times 8.75 = 103.53 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{44189.15}{661.05} + 8.75 = 75.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\checkmark \text{ L'ELU : } \begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.93 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1 } \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0428 \times 103.53 \times 4.25^2 = 80.03 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 67.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ En travée : } & \begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 60.02 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 50.79 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{➤ En appui : } & \begin{cases} M_a^x = -0.5 M_0^x = -40.01 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 M_0^y = -33.86 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Ferrailage du radier.

		$M \text{ (KN.m)}$	$A_{calculée} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{choisie} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
En travée	Sens x-x	60.02	6,89	2,89	8HA12=9.05	15
	Sens y-y	50.79	3,96	2.8	4HA12=4.52	25
En appuis	Sens x-x	40.01	3,89	3.62	5HA12=5.65	20
	Sens y-y	33.86	3,28	3.62	5HA12=5.65	20

Remarque: On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

VI.4.3.2. Vérification de condition de non fragilité

$$\checkmark \text{ En travée : } \begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,93 \end{cases} ; \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$$

$$\text{Sens xx: } A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_r = 2.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = 6.89 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens yy: } A_{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 3.96 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

\checkmark **En appuis :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^x = 3.89 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On ferraille avec } A_a^x = 3.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérifiée

Vérifiée

Vérifiée

VI.4.3.3. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 124.91 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 101.79 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 124.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{124.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.3} \rightarrow \tau_u = 0.42 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ **L'ELS** : $\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = 0.93 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0428 \times 75.59 \times 4.25^2 = 58.43 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 49.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **En travée** : $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 43.82 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 37.02 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **En appui** : $M_a^x = M_a^y = -0.5 = -29.21 \text{ KN.m}$

VI.4.3.4. Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

$\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA

M_{ser} : Moment max à l'ELS. y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes du radier.

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	M _t ^x = 43.82	9.05	7.76	82771.27	4.10	Vérifié	176.61	Non vérifié
y-y	M _t ^y = 37.02	4.52	5.73	46207.51	4.59		291.66	
Appuis	M _a = 29.21	5.65	6.33	55937.31	3.3		185.4	

↪ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée dans la travée selon le sens y-y . Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

✓ **En travée :** Sens yy: 5HA14 = $7.7\text{cm}^2/\text{ml}$

↪ **vérification des contraintes du radier**

Tableau VI.3 Vérifications des contraintes du radier

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
y-y	$M_t^y = 37.02$	7.7	7.24	72481.14	3.69	Vérifier	174.37	Vérifier

❖ **Espacement des armatures :**

- Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33\text{ cm}] = 33\text{ cm} \Rightarrow S_t = 18\text{ cm}$
- Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45\text{ cm}] = 45\text{ cm} \Rightarrow S_t = 20\text{ cm}$
- Sens x-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45\text{ cm}] = 45\text{ cm} \Rightarrow S_t = 20\text{ cm}$

VI.4.3.5. Schéma de ferrailage de radier :

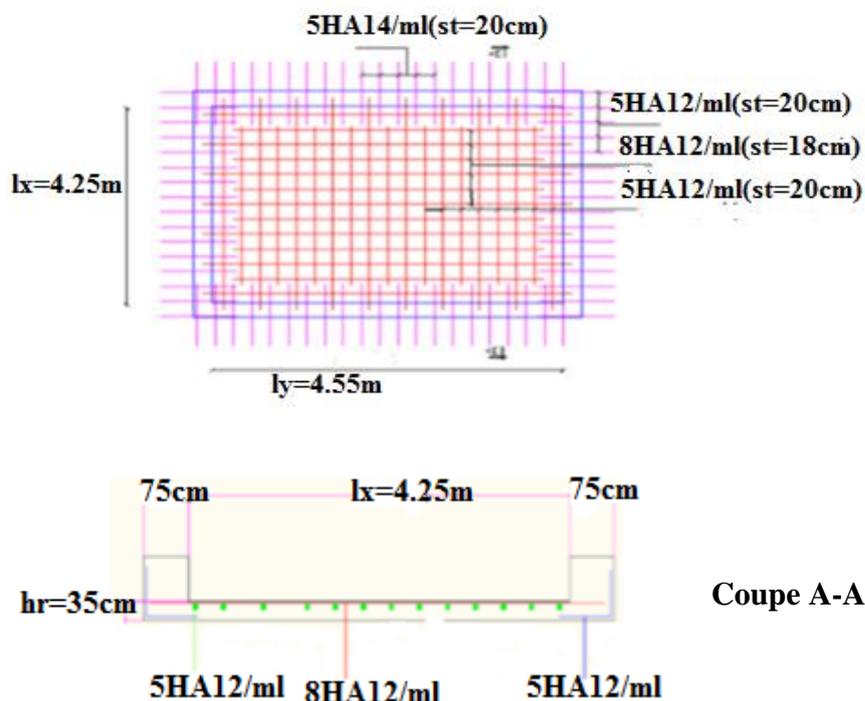


Figure VI.4. Schéma de ferrailage de radier.

VI.4.4. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$	$P_m = \frac{2ql_x}{3}$
$P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P_v = \frac{1ql_x}{2}$

Avec : $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$, $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

$Q_u = 103.53 \text{KN/m}^2$, $Q_s = 75.59 \text{KN/m}^2$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

✓ Sens XX :

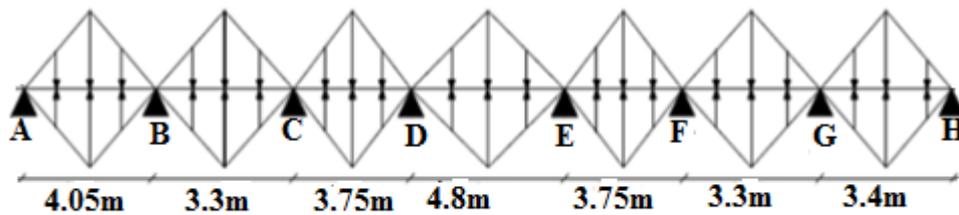


Figure VI.5. Schéma des nervures dans le sens x-x.

✓ Sens YY:

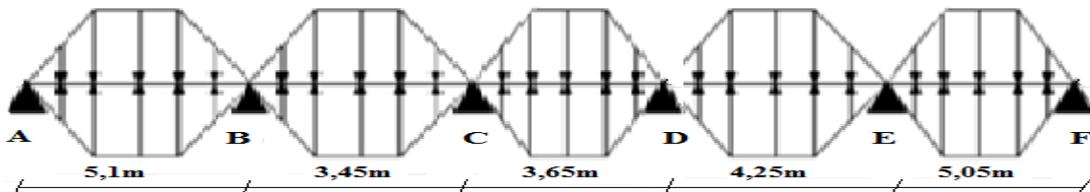


Figure VI.6. Schéma des nervures dans le sens y-y.

VI.4.4.1. Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

$$\Rightarrow \text{Moments aux appuis : } M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

\Rightarrow Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left(\frac{x}{l} \right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

M_g et M_d : moments sur appuis gauche et droit respectivement

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

➤ **ELU :**

➤ **Sens x-x :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4 .Sollicitations des nervures dans le sens x-x.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.05	4.05	212,36	0	-409,79	1,04	56,81
B-C	3.3	2.64	173,3	-409,79	-304,15	1,95	211,1
C-D	3.75	3	196,62	-304,15	-177,25	2,2	53,18
D-E	4.8	3.84	251,68	-177,25	-336,42	2,27	44,78
E-F	3.75	3	196,62	-336,42	-336,42	1,87	154,43
F-G	3.3	2.64	178,27	-336,42	-179,15	2,11	105,88
G-H	3.4	3.4	178,3	-179,15	0	2,2	73,42

➤ **Sens y-y :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5. Sollicitations des nervures dans le sens y-y.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	5,1	5,1	133,7	0	-409,12	1,78	166,8
B-C	3,45	2,76	180,89	-409,12	-310,53	2	198,71
C-D	3,65	2,92	191,38	-310,53	-177,46	2,17	62,66
D-E	4,25	3,4	222,84	-177,46	-251,73	1,97	20,87
E-F	5,05	5,05	264,78	-251,73	0	2,04	166,81

➤ **ELS :**

➤ **Sens x-x :**

Tableau VI.6. Sollicitations des nervures dans le sens x-x.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.05	4.05	204,09	0	-393,89	0,73	55,77
B-C	3.3	2.64	166,29	-393,89	-292,25	2,01	232,32
C-D	3.75	3	188,97	-292,25	-170,25	2,3	562,56
D-E	4.8	3.84	241,88	-170,25	-323,32	1,81	219,80
E-F	3.75	3	188,97	-323,32	-323,32	1,87	254,58
F-G	3.3	2.64	166,29	-323,32	-190,76	2,18	219,80
G-H	3.4	3.4	171,33	-190,76	0	2,44	562,56

➤ Sens y-y :

Tableau VI.7. Sollicitations des nervures dans le sens y-y.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	Pu (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	5,1	5,1	257,06	0	-786,6	0,51	303,53
B-C	3,45	2,76	173,85	-786,6	-565,1	2,57	420,48
C-D	3,65	2,92	183,93	-565,1	-170,55	3,22	491,89
D-E	4,25	3,4	214,17	-170,55	-241,94	1,9	524,41
E-F	5,05	5,05	254,48	-241,94	0	3,1	

VI.4.4.2. Ferrailage de la nervure

Sens x-x :

$$h_t = 0.75\text{m}, h_r = 0.35\text{m}, b_0 = 0.55\text{m}, d = 0.7\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{10}; \frac{l_y}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{425}{10}; \frac{455}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(42,5; 227,5)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 40\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 135\text{cm}$$

Sens y-y :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{10}; \frac{l_y}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{455}{10}; \frac{275}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(45,5; 137,5)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 45\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 145\text{cm}$$

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 1,35 \times 0,35 \times \left(0,7 - \frac{0,35}{2}\right) = 3522,48 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 451,176 < M_{tu} = 3522,48$$

L'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire (b×h)

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

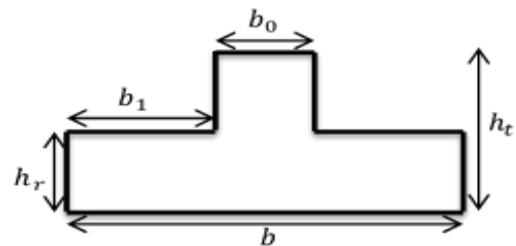


Figure VI.7. Section de la nervure a ferrailé.

Tableau VI.8. Ferrailage de la nervure sens x-x.

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	451,176	18,98	11,41	25,13	8HA20
	Appui	502,939	21,23		25,13	8HA20

Tableau VI.9. Ferrailage de la nervure sens y-y.

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	457,517	19,26	11,41	24,54	5HA25
	Appui	574,49	24,35		29,45	6HA25

Vérifications :

A l'ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_g = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} ; V_d = -\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Tableau VI.10. Vérification de l'effort tranchant dans les nervures.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	795,096	0,84	2.5	Vérifiée
Sens y-y	719,539	0.76	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Vérification des contraintes dans la nervure.

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-	travée	451,176	17,17	1279854,89	5	15	231,09	201.63
x	appui	502,939	17,17	1279854,89	4,33	15	200,19	201.63
y-	travée	457,517	17	1255077,9	4,55	15	211,56	201.63
y	appui	574,49	18,38	1456512,38	5,29	15	223,04	201.63

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12 Vérification des contraintes dans les nervures après l'augmentation de A_s

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	Travée	5HA25+3HA20	33,96	19,52	1632765,66	4,46	173,08
	Appui	5HA25+3HA20	33,96	19,52	1632765,66	3,86	197,44
y-y	Travée	10HA20	31,42	18,06	1536431,77	3,92	169,36
	Appui	8HA25	39,27	20,73	1831104,72	4,74	169,33

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 70; 20)mm$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 20mm$$

Soit $\phi_t = 8mm$.

• **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA8=2.51 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle).

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(60.3; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 40cm$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times fe}{0.4 \times b_o} = \frac{2.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.70} = 35.85cm$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times fe}{b_o (\tau_u - 0.3 \times f_{r28})} = \frac{0.8 \times 2.51 \times 10^{-4} \times 400}{0.70 [1.45 - 0.3 \times 2.1]} = 17.49cm$$

Soit : $S_t = 10cm$

• **Armatures de peau :**

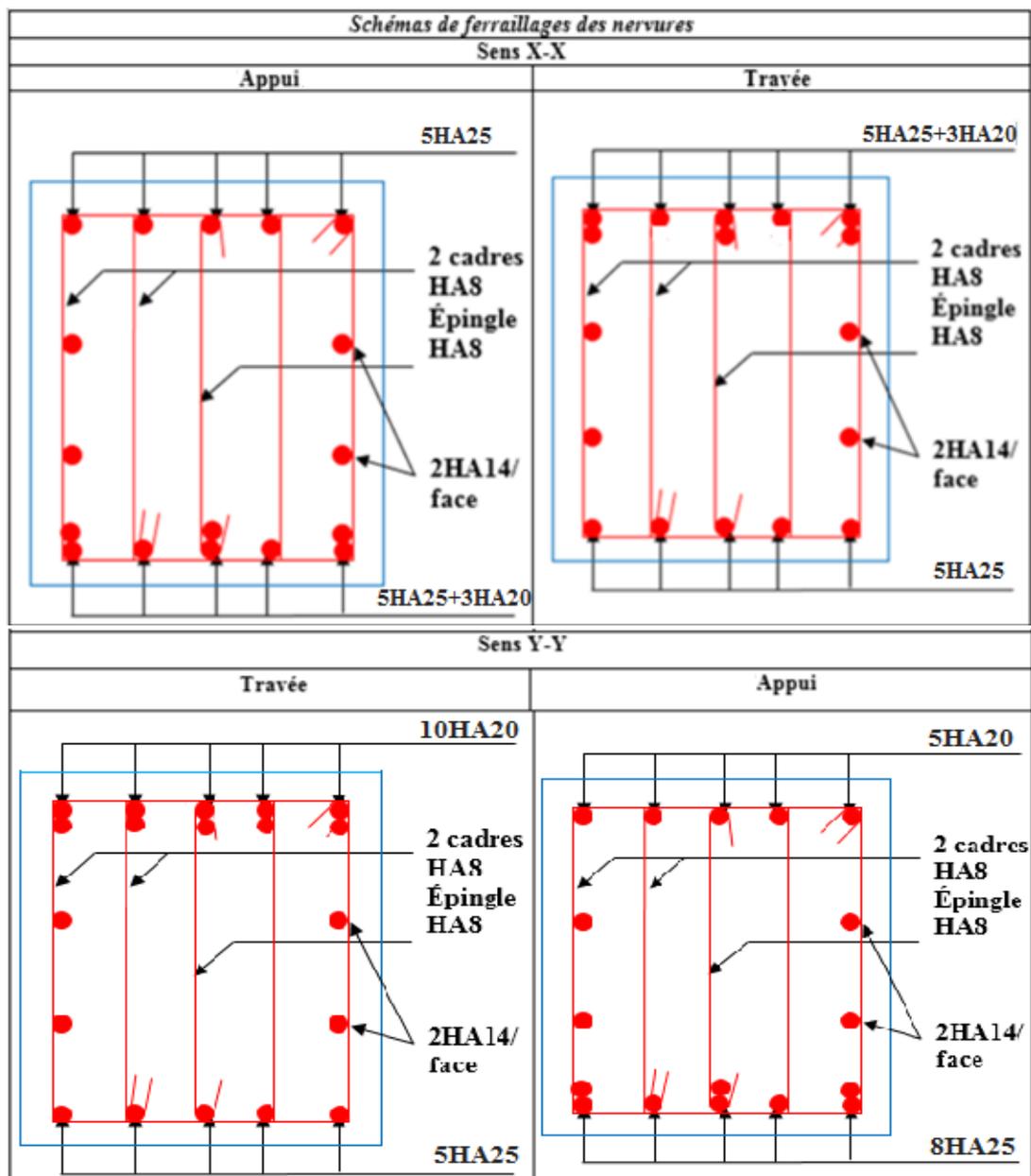
La hauteur des nervures est $h = 75cm$, dans ce cas le **CBA (Article A.7.3)** préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2/ml$ de hauteur.

Pour $h = 75 \text{ cm}$, On a : $A_p = 3 \times 0.75 = 2.25 \text{ cm}^2$. On opte 2HA14 = 3.08 cm²/face

2

↪ **Schéma de ferrailage :**

Tableau VI.13. Schéma de ferrailage des nervures.



VI.5. Étude de mur adossé :

VI.5.1. Introduction :

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- Comme nous n'avons pu avoir que la conclusion du rapport géotechnique, nous étions dans l'obligation de choisir les données nécessaires au calcul d'une manière approximative en fonction de la nature du sol

Dimensionnement des murs :

La hauteur $h = 2$ m
 La longueur $L = 5,1$ m
 L'épaisseur $e = 20$ cm

Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 20.2 \text{ KN} / \text{m}^3$
 L'angle de frottement $\phi = 32^\circ$
 La cohésion $c = 0$ bars

On prévoit un drainage, la poussée hydrostatique est donc négligée

VI.5.2. Evaluation des charges et surcharges :

Le mur adossé est soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) \quad ; \quad \text{On prend } C=0 \text{ (cas le plus défavorable).}$$

$$G = 2 \times (20 \times \text{tg}^2(\frac{180}{4} - \frac{32}{2})) = 12.29 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$Q = 3,07 \text{ KN/ml}$$

VI.5.3. Ferrailage du mur :

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée.

A l'ELU

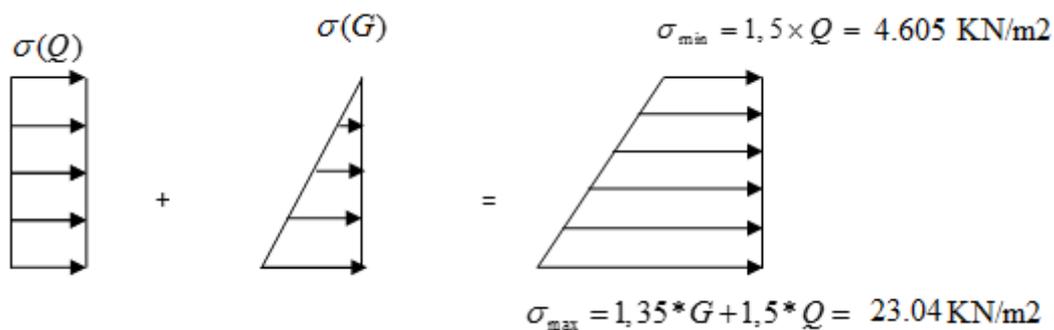


Figure VI.8. Répartition des contraintes sur le mur.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + 3\sigma_{min}}{4} = 20.73 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times l_{ml} = 20.73 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4.80 \text{ m}$$

$$L_y = 5.1 \text{ m}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.94 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 20.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 17.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 17.00 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 14.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{op} = 0.5 \times M_{0x} = 10.00 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3 \times M_{0x} = -6.00 \text{ KN.m}$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h \quad \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{\min} = \frac{0.1 \times 20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.14. Section des armatures du mur adossé.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	19,96	0.062	0.08	0.145	3,44	2	6HA10=4,71
	y-y	19,29	0.06	0.077	0.145	3,32	2	6HA10=4,71
Appui		7,047	0.022	0.027	0.148	1,19	2	6HA10=4,71

➤ **Les espacements :**

$$\text{Armatures // } L_x : St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y : St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures en appuis: } St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\text{On doit vérifier que } \tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa, fissuration nuisible.}$$

On a $V_x = \frac{Qu \times Lx \times Ly^4}{2 \times (Lx^4 + Ly^4)} = 32.74 \text{ KN}$

$V_y = \frac{Qu \times Ly \times Lx^4}{2 \times (Lx^4 + Ly^4)} = 27.29 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.34 \text{ MPa} < \tau \text{ admissible}$

0.34 MPa $\langle \bar{\tau}$ condition vérifiée.

a) A l'ELS :

$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 3.07 \text{ KN.m}^2$ $\sigma_{\max} = 1 \times G = 18.80 \text{ KN.m}^2$

$q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 21.87 \text{ KN/m}^2$

$\mu_x = 0.0491$
 $\mu_y = 0.9087$

$M_{0x} = 30.45 \text{ KN.M}$

$M_{0y} = 22.47 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 25.88 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 19.099 \text{ KN.m}$

$M_a = -9.13 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau VI.15. Vérification des contraintes dans le mur adossé.

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	M _t ^x = 25.88	4.71	3.94	10694.14	9.53	Vérifier	401.48	Non
y-y	M _t ^y = 19.099	4.71	3.94	10694.14	7.036		296.28	Vérifier
Appuis	M _a = -9.13	4.71	3.94	10694.14	3.37		141.63	Vérifier

↪ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s.

✓ **En Travée :**

Sens X-X : 7HA14 /ml = 10.78cm³/ml

Sens Y-Y : 7HA14/ml = 10.78cm³/ml

- Rê-vérification des contraintes dans le mur adossé

Tableau VI.16. Rê-vérification des contraintes dans le mur adossé.

Sens	Moments (KN.m)	Aadoptée (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 25.88$	10.78	5.53	20176.47	7.09	Vérifier	182.20	Vérifier
y-y	$M_t^y = 19.099$	10.78	5.53	20176.47	5.23	Vérifier	134.46	Vérifier

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$

Armatures en appuis : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

↪ Schéma de ferrailage

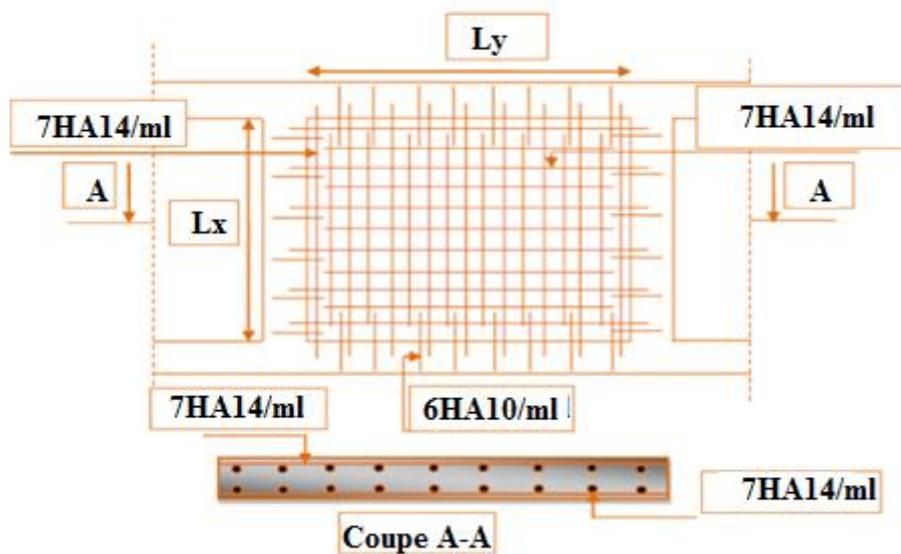


Figure VI.9. Schéma de ferrailage de mur adossé.

VI.6. Conclusion:

L'implantation d'un ouvrage nécessite de procéder à une étude de sol sérieuse, permettant de dresser avec une bonne précision sa capacité pour qu'il supporte les charges appliquées par le bâtiment sur le sol.

Vue à l'importance du poids de notre structure, et pour éviter le chevauchement des semelles isolées les semelles filantes, on a opté pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

Conclusion Générale

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation sous logiciel **ETABS 2016**.

D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influence directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles correctement dimensionnés et disposés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions en portiques :
 - Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, dont la valeur dépasse généralement les deux tiers de celle de l'ensemble du bâtiment, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- L'utilisation du système mixte peut apporter aussi des avantages économiques.
- il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Les structures mixtes sont de plus en plus utilisées en construction, car elles offrent une bonne rigidité, et cela à des coûts moyens
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avant vérifier les effets du second ordre (effet P-delta).L'effet P-Delta dépend des charges verticales et du déplacement latéral subi par la structure. il est donc à priori évident, que les bâtiments de grande hauteur de par leur souplesse et de par la forte concentration de contraintes sous l'effet des charges verticales, sont particulièrement sensibles à cet effet.
- Pour éviter la formation des rotules plastique aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistant aux niveaux des zones nodales.
après la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

Bibliographie

Document Technique Règlementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismique Algérienne RPA 99 version 2003 ».

Règles technique de conception et de calcul d'ouvrage et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (code de Béton Armé (CBA93).

DTR BC 2.2 « charges permanentes et surcharges d'exploitation ».

Cours de Béton Armé : Master 1 et Master 2.

Logiciels utilisés :

- ETABS version 2016
- AUTOCAD

Annexes

Annexe I

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10 \text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe II

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe III
Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx *$

Ly

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.7$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe IV

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

L'assiette choisie, pour recevoir les immeubles d'une promotion immobilière à Ireyahen, au profit de l'E P L F BEJAIA, est d'après nos différents essais « in situ » et au laboratoire, un sol globalement de portance faible.

Le terrain est constitué essentiellement d'alluvions ayant une granulométrie faible (limons, marnes et sables fins). Il présente par ailleurs, des caractéristiques mécaniques faibles.

De ce fait, nous suggérons :

- L'emploi de fondations superficielles (semelles filantes ou radier général) ;
- L'ancrage des fondations à une profondeur de 2^m.00, par rapport à la côte du terrain naturel ;
- Le taux de travail à prendre en considération dans les calculs des fondations est de
 - De 1.20 bars, pour des semelles filantes ;
 - De 1.40 bars, pour un radier général.

Par ailleurs, il est préconisé :

- La prise en considération l'écoulement et la stagnation des eaux (pluviales ou autres), en procédant à leur drainage systématique, de manière à ce qu'elles évitent les périmètres bâtis.
- Réduire au max, l'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux pluviales.
- L'environnement étant faiblement agressif, il est recommandé d'utiliser du béton fabriqué suivant les règles de l'art et qui doit être compact par ses qualités intrinsèques.

L'Ingénieur Chargé de l'Etude

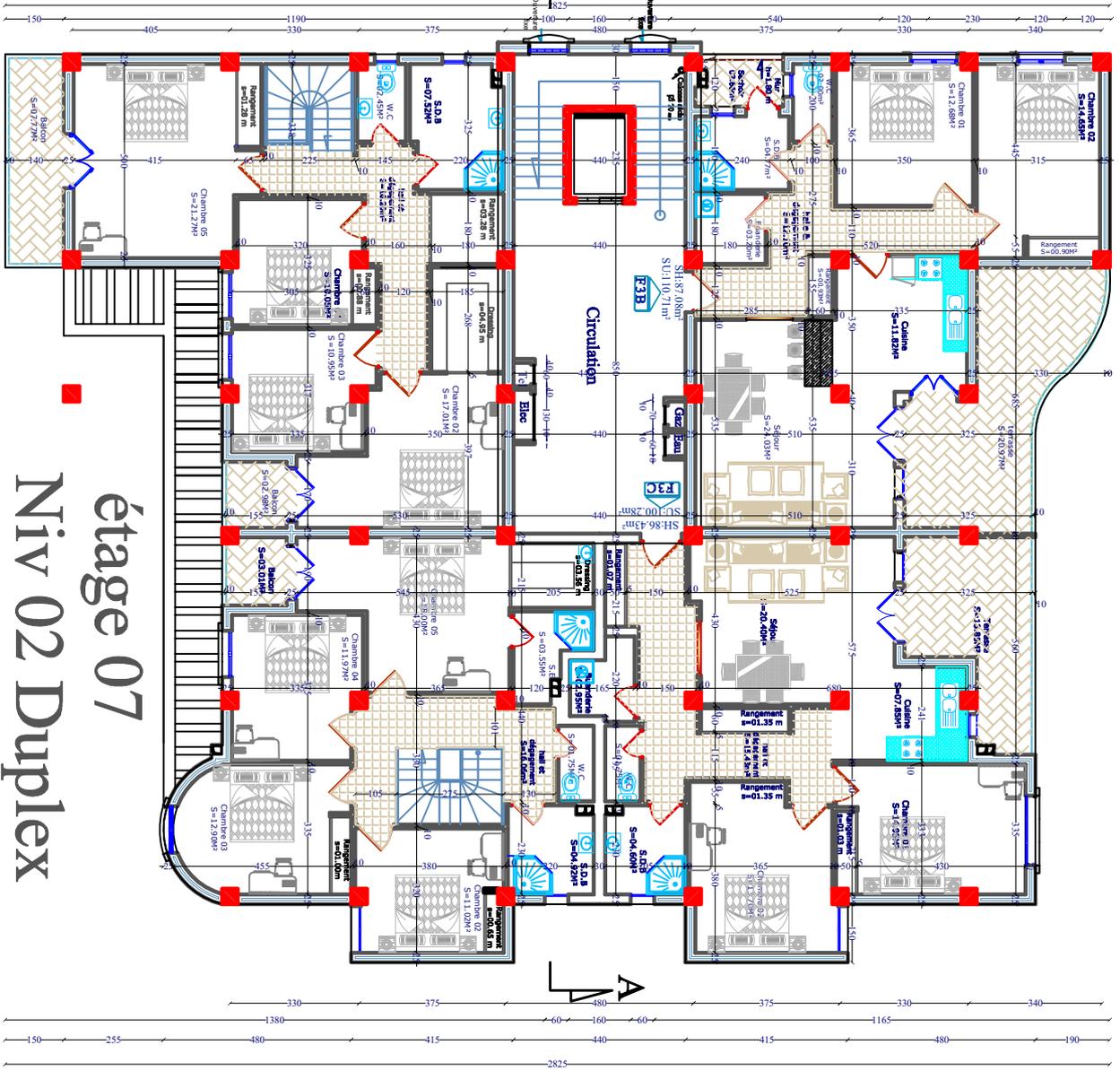
Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG



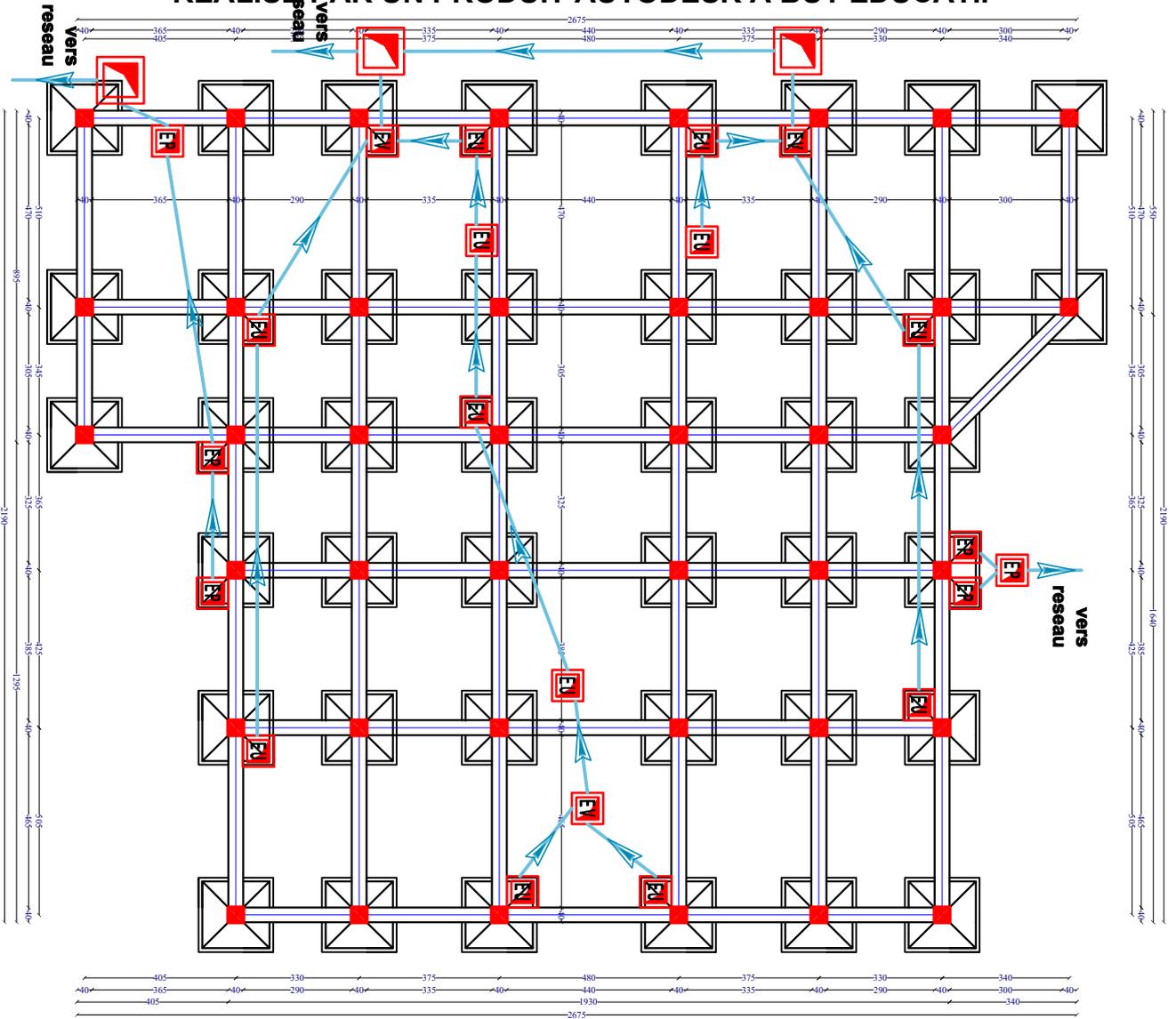
Béjaia, le
le Directeur de l'Unité

(Handwritten signature and name of the Director of the Unit)

Les plans



étage 07 Niv 02 Duplex



Façade principale

